



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Instituto de Geociências

Departamento de Geologia

Setor de Geologia de Engenharia e Ambiental

**APLICAÇÃO E COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE CAMPO PARA
ESTIMATIVA DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO**

Monografia apresentada por:

Cauê Bielschowsky

Orientador:

Gerson Cardoso da Silva Júnior

Rio de Janeiro
Novembro de 2005

APLICAÇÃO E COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE CAMPO PARA ESTIMATIVA DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO

Cauê Bielschowsky

Monografia apresentada como requisito obrigatório da disciplina Estágio de Campo IV, no curso de Graduação em Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Área de concentração: Geologia de Engenharia e Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Gerson Cardoso da Silva Júnior

Avaliada por:

Prof. Dr. Gerson Cardoso da Silva Júnior (Depto. Geologia/UFRJ)

Prof. M. SC. José Agnelo Soares (Depto. Geologia/UFRJ)

Prof. Dr. Andrea Ferreira Borges (Depto. Geologia/UFRJ)

FICHA CATALOGRÁFICA

BIELSCHOWSKY, CAUÊ

Aplicação e Comparação de Métodos
de Campo para Estimativa da Condutividade
Hidráulica do Solo.

Rio de Janeiro, 2005

82 p. Instituto de Geociências – UFRJ,
Dissertação de Graduação em Geologia -
Monografia Final de Estágio de Campo IV-B -
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Insti-
tuto de Geociências, 2005.

AGRADECIMENTOS

À minha família e amigos de faculdade que fizeram desta longa jornada de 6 anos de aprendizado uma experiência agradável e inesquecível. E a todos que tiveram a curiosidade de ler este trabalho.

Ao CnPq pelo apoio financeiro para realização deste trabalho através da Bolsa do Programa PIBIC.

À Petrobrás S.A. pelo suporte logístico e financeiro para a realização das tarefas de campo.

RESUMO

APLICAÇÃO E COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE CAMPO PARA ESTIMATIVA DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO

CAUÊ BIELSCHOWSKY

Orientador: Prof. Dr. Gerson Cardoso da Silva Júnior

Resumo da monografia apresentada como requisito obrigatório da disciplina Estágio de Campo IV, no curso de Graduação em Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

O valor da condutividade hidráulica, K (LT^{-1}), a permeabilidade relativa à água, depende em grande medida da estrutura do solo ou sedimento e por isso seu valor, uma vez manipulada a amostra no laboratório, tem pouca representatividade. Isto conduz à necessidade de utilizar métodos de campo. O objetivo do presente estudo é avaliar e comparar as metodologias para a determinação da condutividade hidráulica de campo, por meio de ensaios como: (1) permeâmetros de campo, Guelph e IAC, (2) o *slug test*, que envolve várias metodologias, como por exemplo, a de Hvorslev e a de Bouwer e Rice. Os ensaios foram realizados na Fazenda Ressaca pertencente à UFSC localizada em Florianópolis, SC. A área é composta de sedimentos arenosos e por um aquífero livre próximo à superfície. Os valores da condutividade hidráulica obtidas pelo Guelph obtiveram um valor médio de $6,14 \times 10^{-3}$ cm/s, e pelo IAC $3,51 \times 10^{-3}$ cm/s. Os resultados obtidos pelo *slug test* pela técnica de Hvorslev resultaram em um valor médio de $1,41 \times 10^{-3}$ cm/s, e pela técnica de Bouwer e Rice um valor médio de $1,20 \times 10^{-3}$ cm/s. O ensaio granulométrico revelou que o estudo se realizou em um solo homogêneo, e era previsto que os ensaios de campo gerassem resultados sobre a condutividade hidráulica sem muita variedade. Tal expectativa se confirmou e os resultados de cada ensaio variaram em no máximo uma ordem de magnitude.

Palavras chave: hidrogeologia, condutividade hidráulica, métodos de campo.

ABSTRACT

APLICATION AND COMPARATION OF FIELD METHODS FOR DETERMINATION OF SOILS HYDRAULIC CONDUCTIVITY

CAUÊ BIELSCHOWSKY

Orientador: Prof. Dr. Gerson Cardoso da Silva Júnior

Abstract da Monografia apresentada como requisito obrigatório da disciplina Estágio de Campo IV, no curso de Graduação em Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

The value of the hydraulic conductivity, K (LT-1), the relative permeability of water, is strongly dependent of the soil or sediment structure and, therefore, its value once the sample is manipulated in the laboratory, has a low representativity. This leads to the necessity of the use of field methods. The objective of the present study is to evaluate and to compare the methodologies for the determination of the hydraulic conductivity of field samples, by means of the following tests: (1) field permeameters, Guelph and IAC, (2) the slug test, with a variety of methods such as Hvorslev and Bouwer and Rice's. The tests had been carried out in the Ressacada Farm belonging to the Federal University of Santa Catarina (UFSC) located in Florianópolis, SC, Brazil. The area is composed of sandy sediments and by that form a shallow not unconfined aquifer near to the surface. Hydraulic conductivity obtained by the Guelph has an average value of $6,31 \times 10^{-3}$ cm/s, and by IAC $3,51 \times 10^{-3}$ cm/s. The results obtained with slug test using Hvorslev method yielded an average value of $1,41 \times 10^{-3}$ cm/s, and with Bouwer and Rice method an average value of $1,20 \times 10^{-3}$ cm/s. The grain-sized analysis revealed that the sediments are homogeneous, and it was expected that the field tests would grant hydraulic conductivity results without large variations. Such expectations were confirmed and results of each experiment had a maximum variation of only one order of magnitude.

Keywords: hydrogeology, hydraulic conductivity, field methods.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
2. EMBASAMENTO TEÓRICO	5
2.1 Conceitos de Hidrogeologia	5
2.1.1 Condutividade hidráulica	5
2.1.2 Distribuição vertical da água subterrânea	9
2.2 Conceitos dos ensaios <i>in situ</i>	13
2.2.1 Permeâmetro de Guelph	13
2.2.2. Permeâmetro IAC	21
2.2.3 <i>Slug test</i>	24
3. ÁREA DE ESTUDO	32
3.1 Localização	32
3.2 Caracterização física da ilha de Santa Catarina	33
3.2.1 Geologia	33
3.2.2 Geomorfologia	36
3.3.3 Pedologia	40
3.2.4 Clima	42
3.2.5 Vegetação	42
3.3 Características específicas da área de estudo	43
4. MATERIAIS E MÉTODOS	46
4.1 Investigação mecânica	46
4.1.1 Poços	46
4.1.2 Amostragem	46
4.2 Ensaios realizados em laboratório	46

4.2.1 Granulometria.....	46
4.2.2 Densidade real	47
4.2.3 Difrátogramas dos Argilominerais.....	47
4.3 Ensaios realizados <i>in situ</i>	49
4.3.1 Permeâmetros de Campo (Guelph e IAC).....	49
4.3.2 <i>Slug test</i>	52
5. RESULTADOS	55
5.1 Ensaios realizados em laboratório	55
5.1.1 Ensaio granulométrico e densidade real	55
5.1.2 Difrátograma dos Argilominerais	56
5.2 Ensaios realizados <i>in situ</i>	57
5.2.1 Permeâmetros de campo: Guelph e IAC.....	57
5.2.2 <i>Slug test</i>	61
5.2.3 Comparação dos resultados.....	63
6. CONCLUSÕES	65
BIBLIOGRAFIA.....	69
ANEXO A – Perfis descritivos e construtivos dos poços estratigráficos e de monitoramento.....	72
ANEXO B – Gráficos de interpretação do <i>slug tests</i>	74
ANEXO C – Gráficos dos ensaios de granulometria	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esboço esquemático de dispositivo utilizado por Darcy (Feitosa <i>et al.</i> , 1997).	6
Figura 2 – Representação esquemática da distribuição vertical da água no solo e subsolo, mostrando as diversas zonas de umidade (Feitosa <i>et al.</i> , 1997).	9
Figura 3 – Mapa da superfície potenciométrica do Aquífero Barreiras, em Maceió (AL) (modificado de Elis <i>et al.</i> , 2004).	11
Figura 4 – Conceitos de condutividade hidráulica e transmissividade (Feitosa <i>et al.</i> , 1997).	12
Figura 5 – Esquema do permeâmetro Guelph (Soto, 1999).	14
Figura 6 – Obtenção do fluxo em regime permanente.....	15
Figura 7 – Variação do parâmetro C com a relação da carga aplicada (H) e o raio da sondagem (a) (Soilmoisture Equipment Corp., 1986).....	17
Figura 8 – Detalhe das conexões de borracha (círculo) que fazem a ligação entre os tubos internos do PG (Vieira, 2001).	21
Figura 9 - (a) Estrutura do IAC; (b) Detalhe do reservatório com escala graduada; (c) Ponteira, indicador de H e tubos conectores (Vieira, 2001).....	22
Figura 10 – Ponteiras do IAC com diferentes comprimentos.....	22
Figura 11 – IAC utilizado em terreno íngreme (Vieira, 2001).....	23
Figura 12 – Geometria do poço para o método de Hvorslev (Fetter, 2001)..	27
Figura 13 – Representação da razão de carga versus tempo utilizado para o método de Hvorslev (modificado de Fetter, 2001).....	28

Figura 14 – Geometria do poço para o ensaio de Bouwer e Rice. Trata-se de um poço com pré-filtro, parcialmente penetrante, perfurado num aquífero livre (Fetter, 2001).....	29
Figura 15 – Carga numa sondagem em função do tempo. Note que os dados formam uma linha reta durante a parte inicial do ensaio e depois desviam desta direção (Fetter, 2001).	31
Figura 16 – Localização da ilha de Santa Catarina.	32
Figura 17 – Mapa geológico da porção sul da ilha de Santa Catarina, SC. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.	35
Figura 18 – Mapa geomorfológico da porção sul da ilha de Santa Catarina, SC. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.	39
Figura 19 – Mapa de solos da porção sul da ilha de Santa Catarina. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.....	41
Figura 20 – Localização da Fazenda Ressacada.	43
Figura 21 – Planta da área experimental com os pontos de ensaio com Guelph e IAC e os poços de monitoramento e estratigráficos.	45
Figura 22 – Tipos de trados utilizados na construção da sondagem para o ensaio do permeâmetro de Guelph.	49
Figura 23 – Poço de monitoramento.....	52
Figura 24 – Transdutor de pressão.....	53
Figura 25 – Inserção de água no poço de monitoramento.	53
Figura 26 – Computador portátil conectado ao adaptador do <i>datalogger</i>	54
Figura 27 – Gráfico de espaçamento interplanar da amostra PE1-0,80/1,00.	56
Figura 28 – Gráfico de espaçamento interplanar da amostra PE1-2,80/3,40.	56

Figura 29 – Histograma dos valores obtidos pelo PG.....	58
Figura 30 – Histograma dos valores obtidos pelo IAC.....	60
Figura 31 – Gráfico da comparação dos resultados da condutividade hidráulica saturada entre o IAC e o Guelph para cada ponto.	61
Figura 32 – Curva gaussiana dos valores obtidos pelo método de Bouwer e Rice.	62
Figura 33 – Curva gaussiana dos valores obtidos pelo método de Hvorslev.....	63

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas de valores de permeabilidades intrínsecas e condutividades hidráulicas para sedimentos inconsolidados (adaptado de Fetter, 2001).....	8
Tabela 2 – Valores de α de acordo com diferentes características dos solos ensaiados (Elrick <i>et al.</i> , 1989).	19
Tabela 3 – Domínios morfo-estruturais e unidades geomorfológicas da região da Grande Florianópolis.	36
Tabela 4 – Conversão do ângulo 2θ em distância interplanar em Å (Santos, 1975).	48
Tabela 5 – Espaçamento das unidades estruturais dos principais argilominerais (Santos, 1975).....	48
Tabela 7 – Resultados dos ensaios granulométricos e teor de umidade.	55
Tabela 8 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo PG.	58
Tabela 9 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo IAC.	59
Tabela 10 – Resultado dos valores da condutividade hidráulica pelos métodos de Hvorslev (1951) e Bouwer e Rice (1976) para o <i>slug test</i>	62
Tabela 11 - Comparação dos valores médios da condutividade hidráulica.	63

1. INTRODUÇÃO

A aplicação das propriedades hidráulicas do solo a problemas práticos, sejam essas propriedades medidas em campo ou em laboratório, é largamente difundida. A permeabilidade, uma dessas propriedades, é a facilidade com que certo fluido se move no solo, quando submetido a um gradiente hidráulico. A permeabilidade relativa à água, também conhecida como condutividade hidráulica, $K [LT^{-1}]$, que pode ser medida em campo por métodos específicos é uma propriedade chave na descrição dos processos de infiltração e redistribuição da água no solo. É usada para o desenvolvimento de sistemas de irrigação e drenagem, canais e reservatórios, e como dado de entrada para modelos de balanço de água, modelos de fluxo de água saturado ou não saturado e modelos de transporte de solutos (Salverda e Dane, 1992).

O valor da condutividade hidráulica depende em sua maior medida da estrutura do solo, e por este motivo o valor da condutividade hidráulica para um determinado solo, uma vez que este seja manipulado em laboratório, tem pouca representatividade com respeito ao valor real de campo. Isto conduz à necessidade de se utilizarem métodos de campo, que em geral requerem maior esforço experimental.

Existe uma ampla variedade de métodos de campo baseados cada um em hipóteses e aproximações diferentes. Uma série de fatores afetam os resultados de um método particular, e a realização de comparações geralmente revela tendências sobre os diferentes tipos de solos e condições de campo. Assim, não é estranho que, em função do método utilizado, os resultados da determinação da condutividade hidráulica resultem diferentes. A confiança e utilidade dos métodos de campo para a medição da condutividade hidráulica envolvem a comparação entre estimativas obtidas por diferentes métodos.

Na atualidade, parece claro que a tendência para se fazer ferramentas de predição mais confiáveis é avançar nos aspectos metodológicos que permitam resultar em valores representativos das propriedades do solo e sua variabilidade. Desde que as propriedades hidráulicas do solo são normalmente de alta variabilidade espacial, muitas medições são necessárias para se obter

rem informações de confiança e que podem ser utilizadas na entrada de modelos de simulação. A qualidade dos resultados depende de fácil viabilidade, confiança e exatidão das determinações dos métodos (Salverda e Dane, 1992).

Alguns dos maiores desenvolvimentos e melhorias para se determinar a condutividade hidráulica saturada de campo, K_{fs} (LT^{-1}), foram realizados na Universidade de Ghelph, no Canadá (Reynolds *et al.*, 1983; Reynolds *et al.* 1985; Reynolds e Elrick, 1987). O método lá desenvolvido, conhecido como método do Permeâmetro Ghelph (PG), é uma técnica de permeâmetro em uma sondagem na zona não saturada com uma carga constante. Isto fornece uma barata e fácil medição de K_{fs} . Reynolds *et al.* (1983) reexaminaram a metodologia, e então incorporaram melhorias por incluir o efeito do fluxo não saturado (Reynolds *et al.* 1985), e finalmente membros da mesma equipe apresentaram uma avaliação numérica da teoria (Reynolds e Elrick, 1987).

O *slug test* é uma das técnicas mais comuns utilizada pelos hidrogeólogos para estimar a condutividade hidráulica da zona saturada em campo por ser relativamente fácil e barato de executar. Como uma alternativa para o teste de bombeamento, o *slug test* pode ser utilizado em um poço de monitoramento de pequeno diâmetro, usando-se uma logística reduzida e relativamente pequena quantidade de água. Em termos de *slug test* em aquíferos confinados, uma das soluções pioneiras foi a de Hvorslev (1951), a qual é baseada numa serie de suposições simplificadas que afetam o sistema do fluxo induzido (armazenamento específico negligente, raio efetivo finito). Muitos dos trabalhos derivados do trabalho pioneiro de Hvorslev têm sido na direção de se remover uma ou mais dessas suposições simplificadas. Em termos de *slug test* em aquíferos não confinados, soluções para o modelo matemático descrevendo o fluxo em resposta ao distúrbio induzido são difíceis de se obter por causa da natureza não linear do modelo nas formas mais gerais. Correntemente, muitos dos praticantes de campo utilizam a técnica de Bouwer e Rice (Bouwer e Rice, 1976; Bouwer, 1989), que emprega uma relação empírica desenvolvida de uma simulação de fluxo em estado estacionário utilizando

um modelo de resistência elétrica analítico, para a análise do *slug test* em sistemas não confinados (Hyder *et al.*, 1994).

A área de estudo localiza-se na fazenda de estudos da UFSC na Ressacada, em Florianópolis, SC. O *site* destinado para os experimentos possui uma área de aproximadamente 10.000 m². Além de experimentos envolvendo a caracterização das propriedades hidráulicas do solo, também são realizados estudos hidrogeoquímicos, como transporte de solutos e contaminantes na zona saturada. Trata-se de um aquífero livre e o solo do *site* apresenta-se bem homogêneo na fração areia, tanto na zona saturada quanto na não saturada, e a estratigrafia mostra poucas e finas camadas de silte, o que não impede a realização e confiabilidade dos métodos para se estimar os parâmetros hidráulicos do solo.

O conteúdo deste trabalho está dividido em seis capítulos que foram desenvolvidos da seguinte forma:

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os conceitos de hidrogeologia e dos ensaios realizados *in situ* (*slug test* e permeâmetros de campo).

O capítulo 3 trata da descrição regional dos aspectos fisiográficos, como geologia, geomorfologia, pedologia, clima e vegetação, e das características locais da área de estudo.

No capítulo 4 são apresentadas as metodologias dos ensaios realizados em laboratório (granulometria, densidade real e difratogramas dos argilomineais), e dos ensaios *in situ* (*slug test* e permeâmetros de campo).

No capítulo 5 são apresentados os resultados em figuras, tabelas e gráficos.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas neste trabalho.

1.1 Objetivos

O objetivo do presente estudo é avaliar e comparar os resultados e as metodologias de campo para a determinação da condutividade hidráulica de cam-

po tanto na zona saturada, por meio do *slug test*, quanto na zona não saturada, pelo método do permeâmetro de Guelph.

Também foram realizados ensaios físicos laboratoriais de granulometria, densidade real, teor de umidade e mineralogia de argilas no intuito de se caracterizar fisicamente a área estudada.

2. EMBASAMENTO TEÓRICO

2.1 Conceitos de Hidrogeologia

2.1.1 Condutividade hidráulica

É denominada condutividade hidráulica a maior ou menor facilidade com que as partículas de água podem fluir através dos vazios do solo. Refere-se à facilidade da formação aquífera de exercer a função de um condutor hidráulico.

A condutividade hidráulica constitui a mais importante propriedade que governa o movimento da água nos solos. A água em estado líquido no solo flui graças aos gradientes de potencial existentes, sendo a direção do fluxo da zona com maior potencial para uma de menor potencial.

2.1.1.1 Lei de Darcy

Em 1856, Henry Darcy, engenheiro hidráulico francês, pesquisava o escoamento de água em um filtro de areia utilizando um dispositivo similar ao mostrado esquematicamente na figura 1. Darcy concluiu que a vazão do escoamento era:

- Proporcional à seção transversal (A) do filtro;
- Proporcional à diferença de cargas hidráulicas (h_1 e h_2) entre os piezômetros 1 e 2;
- Inversamente proporcional à distância (L) entre os piezômetros 1 e 2.

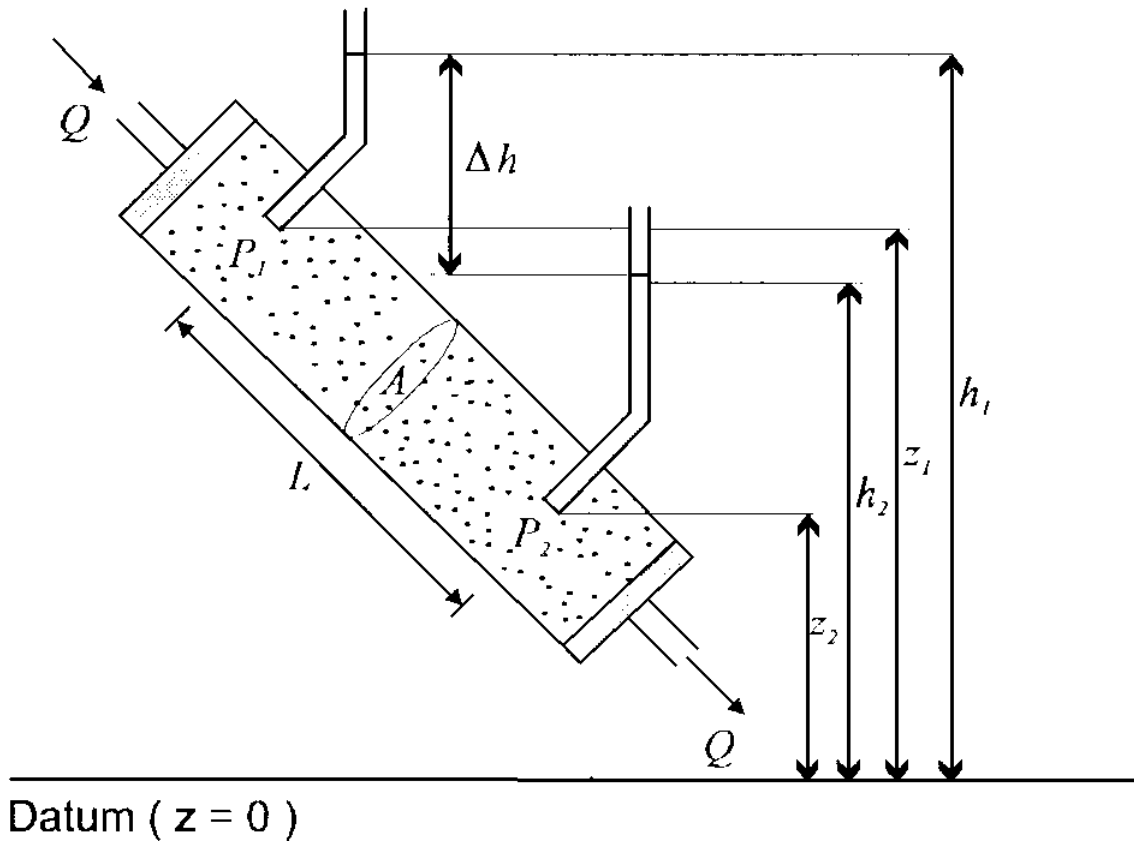


Figura 1 – Esboço esquemático de dispositivo utilizado por Darcy (Feitosa *et al.*, 1997).

onde:

h_1 é a carga hidráulica no piezômetro 1 (L);

h_2 é a carga hidráulica no piezômetro 2 (L);

z_1 é a cota do ponto P_1 (piezômetro 1) (L);

z_2 é a cota do ponto P_2 (piezômetro 2) (L);

Q é a vazão constante que passa pelo cilindro (L^3T^{-1});

A é a área de seção transversal do cilindro (L^2);

Δh é a variação da carga hidráulica entre os piezômetros 1 e 2 (L);

L é a distância entre os piezômetros 1 e 2 (L).

A fórmula de Darcy pode ser então ser escrita como:

$$Q = KA \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad (1)$$

onde:

K é o coeficiente de proporcionalidade, chamado de condutividade hidráulica (LT^{-1}).

A diferença de cargas hidráulicas ($h_1 - h_2$) dividida pelo comprimento (L), é a taxa de perda de carga por unidade de comprimento, o que recebe o nome de gradiente hidráulico.

O coeficiente de proporcionalidade K , que aparece na lei de Darcy, pode ser chamado de condutividade hidráulica e leva em conta as características do meio, incluindo porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas, e as características do fluido que está escoando, como viscosidade e massa específica.

A condutividade hidráulica pode ser expressa em função dos parâmetros do meio e do fluido da seguinte forma:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} = \frac{kg}{v} \quad (2)$$

onde:

K é a condutividade hidráulica (LT^{-1});

k é a permeabilidade intrínseca do meio poroso (L^2);

ρ e μ representam as características do fluido, respectivamente massa específica e viscosidade absoluta. Também pode ser utilizada a viscosidade cinemática $v = \mu/\rho$ (L^2T^{-1});

g é a aceleração da gravidade (LT^{-2}).

2.1.1.2 Permeabilidade intrínseca

A permeabilidade intrínseca (k), chamada por alguns de permeabilidade específica ou absoluta é função do tipo do material poroso, sua granulometria e sua disposição textural.

A tabela 1 mostra as faixas de permeabilidades intrínsecas e condutividades hidráulicas para sedimentos inconsolidados. Normalmente se expressa k em cm^2 ou em darcy. A equivalência é $1 \text{ darcy} = 0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2$.

Tabela 1 – Faixas de valores de permeabilidades intrínsecas e condutividades hidráulicas para sedimentos inconsolidados (adaptado de Fetter, 2001).

Material	Permeabilidade intrínseca (em darcys)	Condutividade hidráulica (em cm/s)
Argila	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Siltos, siltes arenosos, areias argilosas	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Areias siltsas, areias finas	$10^{-2} - 1$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Areias bem selecionadas	$1 - 10^2$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Cascalho bem selecionado	$10 - 10^3$	$10^{-2} - 1$

No caso de sedimentos não consolidados, se observam os seguintes fatos:

- Quanto maior o tamanho médio dos grãos do solo, maior a permeabilidade (porque os poros são maiores).
- Quanto maior o desvio-padrão do diâmetro das partículas, menor a permeabilidade, ou seja, quando ocorre uma má seleção dos sedimentos, os grãos pequenos ocupam os espaços vazios entre os grãos grandes impedindo o fluxo da água.
- Sedimentos com uma boa seleção apresentam maior permeabilidade.
- Quanto menor o tamanho dos grãos de sedimentos, maior é a área de contato com a água. Isto aumenta a resistência de fricção para o fluxo, a qual reduz a permeabilidade.

2.1.1.3 Condutividade hidráulica saturada e não saturada

Dependendo do grau de saturação do solo, tem-se a condutividade hidráulica saturada (saturação dos poros = 100%), ou não saturada (saturação dos poros < 100%).

Na fase sólida as principais características do solo que afetam a condutividade hidráulica saturada são: a porosidade, o tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas. Já à condutividade hidráulica não saturada se adiciona a influência do grau de saturação (teor de umidade).

Para solos não saturados é admitido que seu fluxo também é descrito pela lei de Darcy, com a diferença que a condutividade hidráulica não saturada é da-

da em função do grau de saturação. Na fase líquida de um solo não saturado, tanto a água como o ar se movimentam pela influência dos potenciais presentes num meio não saturado. A área total disponível para o fluxo da água decresce com a diminuição da quantidade de poros saturados por água; o ar passa a ocupar o lugar da água e obstrui sua trajetória original. O aumento do volume do ar nos poros provoca uma descontinuidade que dificulta o fluxo da água (Soto, 1999).

2.1.2 Distribuição vertical da água subterrânea

A distribuição vertical da água subterrânea é dividida basicamente em duas zonas, saturada e não saturada (Figura 2).

A zona saturada se situa abaixo da superfície freática e nela todos os vazios existentes estão preenchidos com água. A superfície freática é o local onde a água se encontra submetida à pressão atmosférica.

A zona não saturada, zona de aeração ou zona vadosa situa-se entre a superfície freática e a superfície do terreno e nela os poros estão parcialmente preenchidos por gases (principalmente ar e vapor de água) e por água. De cima para baixo esta zona se divide em três partes: zona de evapotranspiração (ou zona de “água do solo”); zona intermediária; e zona capilar.

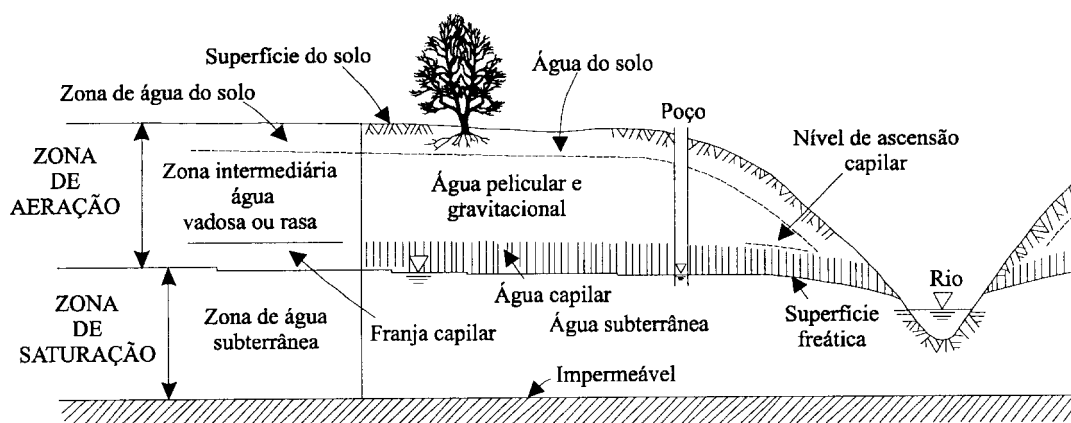


Figura 2 – Representação esquemática da distribuição vertical da água no solo e subsolo, mostrando as diversas zonas de umidade (Feitosa *et al.*, 1997).

A zona capilar se estende da superfície freática até o limite da ascensão capilar da água. A sua espessura depende principalmente da distribuição de ta-

manho dos poros e da homogeneidade do terreno. A zona intermediária é compreendida entre o limite de ascensão capilar da água e o limite de alcance das raízes das plantas. A zona de evapotranspiração, também chamada de zona de água do solo, está situada entre os extremos radiculares da vegetação e a superfície do terreno, podendo variar de poucos centímetros (na ausência de cobertura vegetal) até vários metros (regiões de vegetação abundante).

2.1.3.1 Água na zona vadosa

Para Iwata (1988) e Brady (1989) *apud* Soto (1999), o potencial total da água do solo representa “o trabalho útil que deverá ser realizado, por unidade de volume de água pura, para transportar, em condições reversíveis e isotérmicas, um volume infinitesimal da água de um reservatório de água pura sob pressão atmosférica e elevação especificada, até a água no solo no ponto considerado”.

Segundo Soto (1999) o potencial total em um solo não saturado está composto principalmente pelos seguintes potenciais: gravitacional, pneumático, osmótico e matricial.

O Potencial Gravitacional equivale à energia potencial do campo gravitacional, que é medido a partir de uma posição vertical de referência.

O Potencial Pneumático origina-se de gases com pressões diferentes da pressão atmosférica.

O Potencial Osmótico é aquele produzido pela diferença de composição entre a água do solo (presença de sais minerais e substâncias orgânicas) e a água pura.

O Potencial Matricial da água do solo é um potencial de pressão que decorre do efeito combinado da ação das forças capilares e de adsorção, que surgem da interação entre a água e as partículas minerais ou matriz que compõem o solo (Hillel, 1971 *apud* Soto, 1999). Os sólidos adsorvem água com rigidez, enquanto as forças capilares são as responsáveis pela retenção de água nos poros; o somatório final dessas duas forças reduz a energia livre da água do

solo e, por conseguinte o potencial matricial é negativo. No sistema sólido - água - ar de um solo parcialmente saturado, precisa-se de energia para tirar a água do solo retida pelas forças capilares e de adsorção; assim, o trabalho realizado é o potencial matricial negativo.

2.1.3.2 Água na zona saturada: aquífero livre

O aquífero livre, também chamado freático ou não confinado, é aquele cujo limite superior é uma superfície freática. Podem ser drenantes (base semi-permeável), ou não drenantes (base impermeável).

Um aquífero é considerado anisotrópico quando a condutividade hidráulica é diferente para cada uma das direções dos eixos coordenados. Um aquífero heterogêneo é formado por materiais de diferentes condutividades.

Em termos práticos, no caso de aquíferos não confinados, a carga na superfície livre (onde a pressão P é nula, por ser a pressão atmosférica a referência) corresponde ao próprio nível de água. Numa região com diversos poços é possível traçar as isolinhas das cargas hidráulicas para a representação da superfície potenciométrica (ou superfície piezométrica). O fluxo de água segue na direção perpendicular da superfície potenciométrica para o sentido das menores cargas, como demonstrado na figura 3.

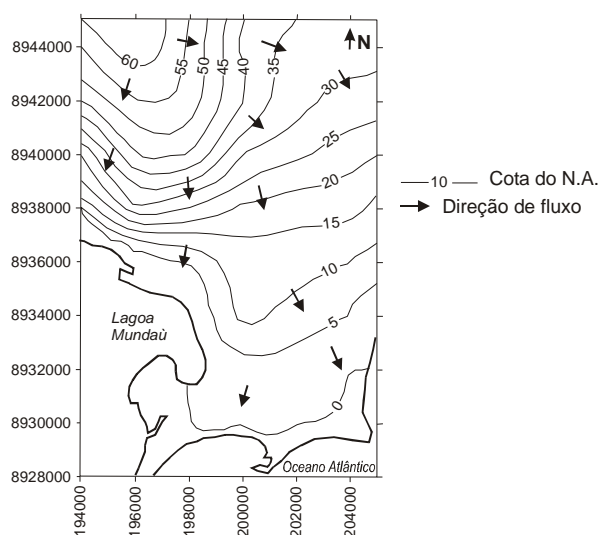


Figura 3 – Mapa da superfície potenciométrica do Aquífero Barreiras, em Maceió (AL) (modificado de Elis *et al.*, 2004).

A transmissividade corresponde à quantidade de água que pode ser transmitida horizontalmente por toda a espessura saturada do aquífero, segundo a equação 3:

$$T = K b \quad (3)$$

onde:

T = transmissividade (L^2/T)

K = condutividade hidráulica (L/T)

b = espessura do aquífero (L)

Pode-se conceituá-la como a taxa de escoamento de água através de uma faixa vertical do aquífero com largura unitária submetida a um gradiente hidráulico unitário, como exemplificado na figura 4.

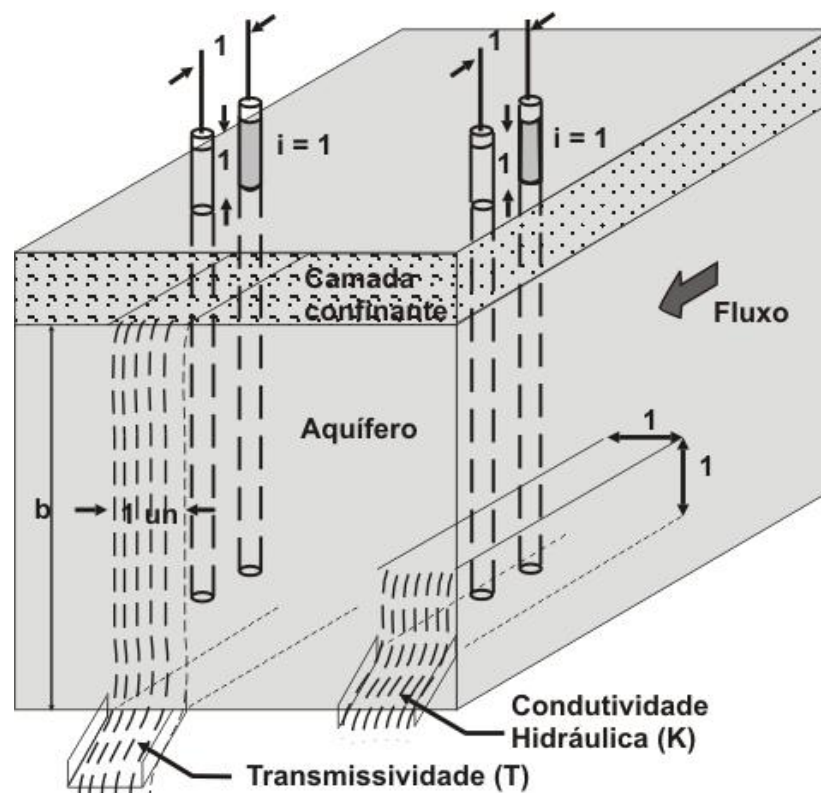


Figura 4 – Conceitos de condutividade hidráulica e transmissividade (Feitosa *et al.*, 1997).

2.2 Conceitos dos ensaios *in situ*

2.2.1 Permeâmetro de Guelph

Reynolds *et al.* (1983) desenvolveram na Universidade de Guelph, no Canadá, o Permeâmetro de Guelph (PG) como uma modificação dos permeâmetros de carga única devido a problemas teóricos e práticos (ex. a grande quantidade de água utilizada durante os ensaios). O fácil uso do PG e o método padronizado geraram uma técnica comumente aplicada em campo para determinar algumas das mais importantes propriedades hidráulicas do solo, como a condutividade hidráulica saturada de campo (K_{fs}) e o potencial matricial de fluxo (ϕ_m), e que quantifica o tamanho, distribuição e continuidade da rede de poros (Elrick e Reynolds, 1992).

2.2.1.1 Descrição do Permeâmetro

O método envolve medições da vazão sob uma carga constante de água em uma sondagem sem revestimento, cilíndrico e acima do nível d'água. Um tubo Mariotte é utilizado para estabilizar e manter o nível d'água dentro da sondagem e medir a vazão correspondente. A condutividade hidráulica saturada de campo e o potencial matricial de fluxo são calculados usando análises de procedimentos baseadas em soluções semi-analíticas para o fluxo saturado e o não saturado em torno da sondagem (Reynolds e Elrick, 1987).

2.2.1.2 Equipamento

O permeâmetro Guelph mostrado na Figura 5, é constituído das seguintes partes:

- 1- Tubo de ar;
- 2- Indicador do nível de água (altura H) a ser mantido no furo de sondagem;
- 3- Tubo com escala graduada para o nível da água no furo de sondagem;
- 4- Reservatório interno com escala graduada;
- 5- Reservatório externo;

6- Tubo de suporte;

7- Válvula do reservatório;

8- Ponteira do permeâmetro.

Os tubos de ar e interno estão conectados entre si para conduzir água desde os reservatórios até o furo de sondagem. Este sistema está constituído para manter uma altura constante de água H no furo de sondagem através do sistema do tubo de Mariotte.

O reservatório em conjunto (interno e externo), consta de um sistema de depósito de água e de medição da vazão do fluxo da água. Para ensaios em solos com permeabilidades baixas, o reservatório interior é requerido para providenciar adequada resolução da vazão e para realizar as leituras, enquanto para solos com permeabilidades altas, a combinação de ambos reservatórios é o mais adequado; para ambos os casos, a vazão de infiltração é medida na escala graduada no tubo interno através da leitura de queda da água.

A ponteira do permeâmetro serve como um dissipador de energia da saída de água, controladas por saídas nervuradas, que evitam também a erosão do solo no furo de sondagem.

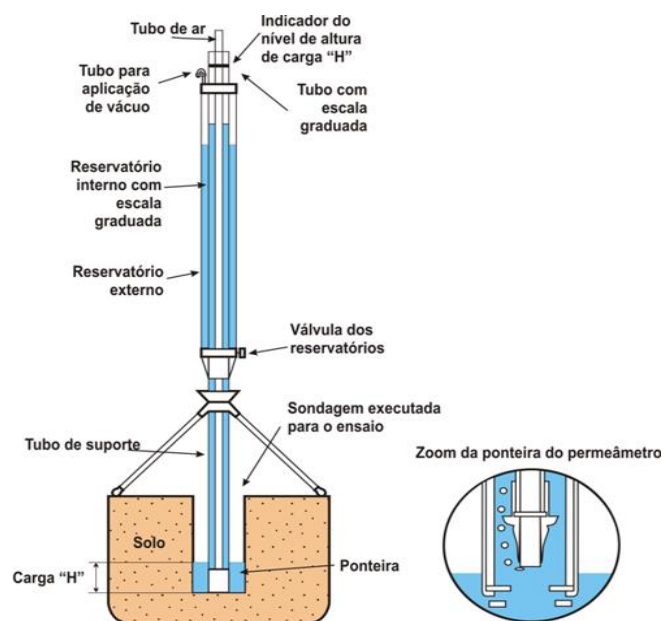


Figura 5 – Esquema do permeâmetro Guelph (Soto, 1999).

2.2.1.3 Princípios Teóricos

Assume-se que (i) um estado de fluxo constante da sondagem é atingido, (ii) a média dos poros é homogênea, isotrópica e rígida, e (iii) existe um domínio semi-infinito, para que não ocorra distúrbio do fluxo no teste padrão. A segunda suposição é especialmente difícil de obter em prática, devido à maioria dos solos serem heterogêneos e conterem camadas com diferentes valores de condutividade. A anisotropia pode ser causada por raízes orientadas verticalmente e canais de bioturbações, e pelo fato de partículas sólidas terem sido depositadas durante os estágios iniciais de formação do solo (Salverda e Dane, 1992). Devido à vazão em uma sondagem (na qual uma carga constante de água é mantida) em solo não saturado ser um processo de infiltração tridimensional, deve-se alcançar rapidamente um estado permanente em uma região úmida finita (Philip, 1969) (Figura 6). Uma consequência importante disto é que o fluxo saturado – não saturado no solo em torno da sondagem pode ser considerado como em estado permanente, possibilitando soluções analíticas (Philip 1985; Reynolds *et al.* 1985).

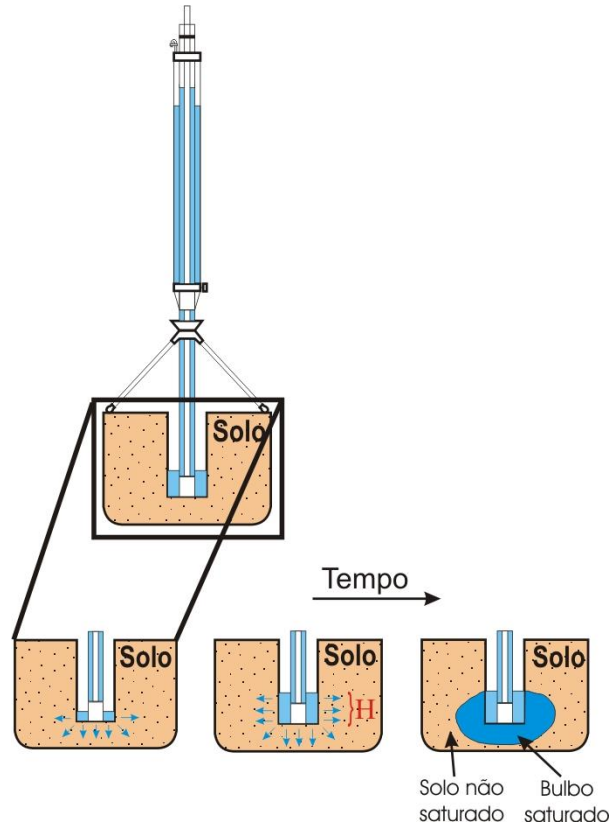


Figura 6 – Obtenção do fluxo em regime permanente.

2.2.1.4 Soluções Analíticas para as Equações de Fluxo a Carga Constante e Regime Permanente

O fluxo permanente produz um bulbo interiormente saturado adjacente à sondagem, cercado de um volume exterior úmido, porém não saturado, de acordo com a Figura 6 (Philip, 1985; Elrick *et al.*, 1989). Como consequência, fluxo saturado e não saturado ocorrem combinados. Reynolds *et al.* (1985) desenvolveram uma solução analítica aproximada da equação de Richards para calcular os componentes saturados e não saturados do fluxo em uma sondagem sobre o lençol d'água.

Análise de Richards (K_{fs}, ϕ_m).

Reynolds *et al.*, (1985) propuseram uma técnica em permeâmetro de carga constante para a medição *in situ* da condutividade saturada de campo K_{fs} e potencial matricial de fluxo ϕ_m . A vazão constante em uma sondagem cilíndrica sem revestimento em um solo uniforme não saturado pode ser representada por:

$$Q_s = \left(\frac{2\pi H^2}{C} \right) K_{fs} + (\pi a^2) K_{fs} + \left(\frac{2\pi H}{C} \right) \phi_m \quad (4)$$

onde

Q_s é a vazão constante (L^3T^{-1});

H é a carga fixa de água na sondagem (L);

K_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo (LT^{-1});

a é o raio da sondagem (L);

ϕ_m é o potencial matricial de fluxo (L^2T^{-1});

C é um parâmetro de dimensão proporcional dependente da razão H/a , representado no gráfico da Figura 7.

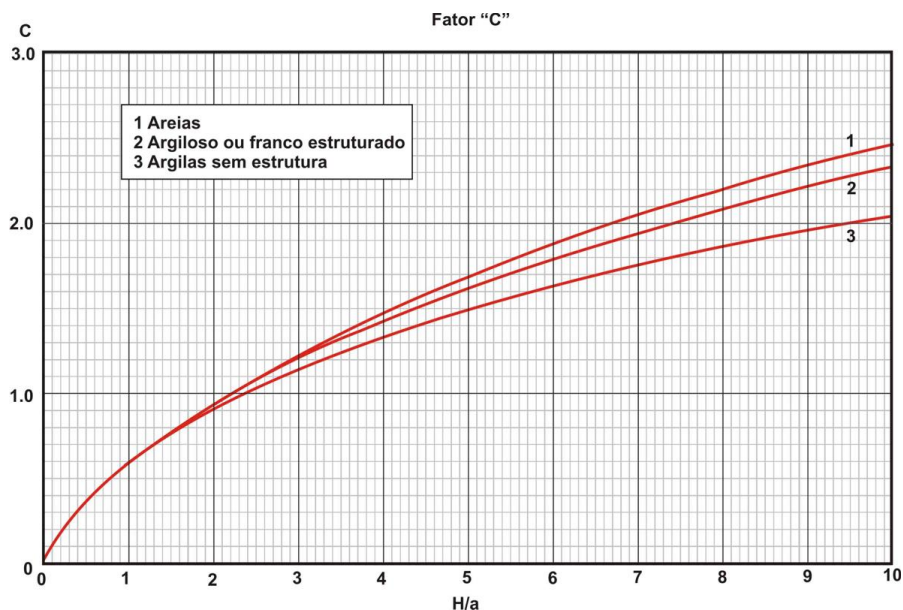


Figura 7 – Variação do parâmetro C com a relação da carga aplicada (H) e o raio da sondagem (a) (Soilmoisture Equipment Corp., 1986).

Os dois primeiros termos à direita na equação (4) são relacionados ao componente de fluxo saturado de campo para fora da sondagem, e o terceiro termo é relacionado ao componente de fluxo não saturado ou capilaridade (Reynolds e Elrick, 1987). Na equação (4) os três termos do lado direito representam respectivamente, as contribuições aproximadas de pressão hidrostática, gravidade, e capilaridade do fluxo total fora da sondagem.

O componente de fluxo saturado de campo aumenta em relativa importância com o aumento do raio da sondagem (a), com o aumento da carga (H), com solos de textura grossa e com o aumento da umidade natural do solo. Contrariamente, o componente de fluxo capilar aumenta em relativa importância com o decréscimo de carga (H) e raio da sondagem (a), em solos de textura fina, e com o decréscimo na umidade natural do solo (Reynolds e Elrick, 1987).

Reynolds *et al.* (1985) e Philip (1985) têm demonstrado que, em solos argilosos secos e sem estruturas, o componente capilar do fluxo (ϕ_m) pode ser muitas vezes maior que o componente saturado. Como consequência, o uso apenas do primeiro termo da equação (4) pode resultar em altas estimativas de K_{fs} de mais de uma ordem de magnitude (Reynolds *et al.*, 1985; Reynolds e Elrick, 1987).

Método das equações simultâneas

Segundo Reynolds *et al.*, (1985), devido a ambos K_{fs} e ϕ_m serem desconhecidos na equação (4), pelo menos dois pares de dados são necessários para se determinar K_{fs} e ϕ_m . As equações (4) são obtidas por sucessivos níveis de H (H_1, H_2) em uma sondagem e medição dos valores de Q correspondentes (Q_1, Q_2), e então resolvendo o resultado das duas equações simultaneamente (por isso a designação, equações simultâneas).

A aproximação pelo método das equações simultâneas é baseada na suposição que dois volumes esferoidais de solos sobrepostos que determinam Q_1 e Q_2 são homogêneas, e funciona bem em um solo uniforme e pouco estruturado (Richards, 1987). Isso normalmente não é verdadeiro nos solo em campo, e a heterogeneidade pode levar a valores negativos de K_{fs} e ϕ_m (Elrick *et al.*, 1989). Os valores negativos de K_{fs} e ϕ_m são relacionados ao fato de que as equações simultâneas não são bem condicionadas (Philip, 1985).

Possivelmente erros experimentais afetando Q são por erros de leitura, por não se ter atingido o estado permanente de fluxo constante, efeitos de compactação, e danos à sondagem causando perturbações em um ou mais níveis de H . Perturbações adicionais são introduzidas se os valores de K_{fs} e ϕ_m variam espacialmente. Isto pode ser causado por heterogeneidades aleatórias, como buracos de raízes, ou por uma mais sistemática variação devido a mudanças texturais na profundidade. As perturbações levam ao cálculo dos verdadeiros valores de K_{fs} e ϕ_m variarem, que em casos extremos resultam em valores negativos.

Foi demonstrado em casos teóricos que os cálculos dos valores de K_{fs} e ϕ_m são muito sensíveis a erros experimentais ou variação das propriedades do solo (Philip, 1985; Reynolds e Elrick, 1987). Para tanto Reynolds e Elrick (1985) recomendaram descartar os valores negativos, e isto leva a questão de quão confiáveis são todos os outros resultados. Erros significantes podem ocorrer mesmo quando ambos K_{fs} e ϕ_m são positivos (Elrick *et al.*, 1989).

Método de uma altura de carga

Para remover completamente a possibilidade de números negativos, se recomenda que a análise de uma altura de carga (Elrick *et al.*, 1989) seja realizada conjuntamente com a análise das equações simultâneas. A análise de uma altura de carga, entretanto, requer a determinação ou estimativa de um parâmetro adicional, α .

A base física da técnica de uma altura de carga é a relação entre a magnitude de α , capilaridade do solo e o tipo da media dos poros. O valor α indica a relativa importância dos componentes de fluxo saturado – não saturado e capilaridade do solo em torno da sondagem do permeâmetro (Reynolds e Elrick 1987).

Sua aproximação envolveu a reformulação da equação (4) na seguinte forma (Elrick *et al.* 1989),

$$K_{fs} = \frac{CQ}{\left(2\pi H^2 + \pi a^2 C + 2\pi \frac{H}{\alpha}\right)} \quad (5)$$

$$\phi_m = \frac{CQ}{(2\pi H^2 + \pi a^2 C)\alpha + 2\pi H} \quad (6)$$

$$\text{onde } \alpha \text{ (L}^{-1}\text{)} = K_{fs} / \phi_m \quad (7)$$

Os valores de K_{fs} e ϕ_m são então obtidos substituindo nas equações (5) e (6), e um valor do parâmetro α é obtido por uma estimativa visual da característica do material da área em uma das 4 categorias de média de poros como demonstrado na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores de α de acordo com diferentes características dos solos ensaiados (Elrick *et al.*, 1989).

Característica do meio poroso	Valor do parâmetro α correspondente [cm ⁻¹]
Material argiloso compacto e estrutura como sedimentos marinhos	0,01
Solos com textura fina (argiloso) e sem estrutura	0,04
Solos estruturados argilosos e siltosos e também areias finas e solos razoavelmente estruturados	0,12
Areias grossas e cascalhos. Podem ser incluídos solos altamente estruturados com grandes fraturas e macroporos	0,36

Devido ao valor de α ser selecionado *a priori* com esta técnica, as equações (5) e (6) podem ser resolvidas usando Q_s com somente uma altura de carga (H), e assim valores negativos de K_{fs} e ϕ_m são evitados.

Solos de fina textura e pouco estruturados tendem a ter uma alta capilaridade, e conseqüentemente tendem a ter baixos valores de α . Similarmente, solos com textura grossa e estruturados tendem a possuir uma baixa capilaridade e, portanto, um alto valor de α . Elrick *et al.* (1989) utilizaram esta relação sobre os valores obtidos da literatura para desenvolver as categorias de media de poros da Tabela 2.

2.2.1.5 Vantagens e Desvantagens do Equipamento

Teóricas

Vantagens

- O método determina simultaneamente através de medições *in situ* K_{fs} e ϕ_m por infiltração, podendo qualquer tipo de líquido ser estudado. Com isto, é possível medir importantes parâmetros físicos que governam a infiltração de água ou contaminantes (Soto, 1999).
- A sucção do meio poroso referente ao líquido infiltrante dependente da umidade do meio poroso e a textura dele, que é levada em conta.

Desvantagens

- O método dá resultados em um ponto e a quantidade de medições é em função da heterogeneidade do solo e da área de estudo.
- Embora a teoria esteja bem fundamentada, o parâmetro α é dependente de uma avaliação visual.

Práticas

Vantagens

- O aparelho é simples e de fácil operação e pode ser utilizado por uma pessoa.
- O aparelho é portátil e precisa de uma pequena quantidade de líquido.

- Tempo pequeno de execução comparada a outros equipamentos.

Desvantagens

- Não pode ser usado para condutividades menores que $K < 10^{-7}$ cm/s.
- Não pode ser usado abaixo do lençol freático.
- Sendo o PG um corpo único, todo o seu peso pode ser transferido ao fundo da sondagem, compactando o solo e alterando os resultados.
- O tripé de borracha não possibilita a montagem do PG em terrenos mais íngremes, pois não mantém o corpo principal na vertical.
- Durante as medições os tubos internos podem se desconectar permitindo a entrada de ar no sistema, alterando os resultados (Figura 8).
- O furo de sondagem deve ser cuidadosamente tratada para se evitar compactação do solo.



Figura 8 – Detalhe das conexões de borracha (círculo) que fazem a ligação entre os tubos internos do PG (Vieira, 2001).

2.2.2. Permeâmetro IAC

O Permeâmetro IAC, ou Guelph Modificado, foi elaborado pelo Instituto Agrônomo de Campinas – IAC/SP (Vieira, 1998). A base teórica é exatamente a mesma utilizada pelo Permeâmetro Guelph (PG), porém suas modi-

ficações na estrutura física ocorreram no intuito de se otimizar sua aplicabilidade em campo.

Sua estrutura consiste, como demonstrado na Figura 9, em:

- 1- Reservatório com escala graduada;
- 2- Ponteira do permeâmetro independente do reservatório, e com comprimentos variados (Figura 10).
- 3- Indicador da carga de água (altura H) na ponteira.
- 4- Tubos conectores entre o reservatório e a ponteira.
- 5- Tripé com ajuste para alturas e declividades variáveis.

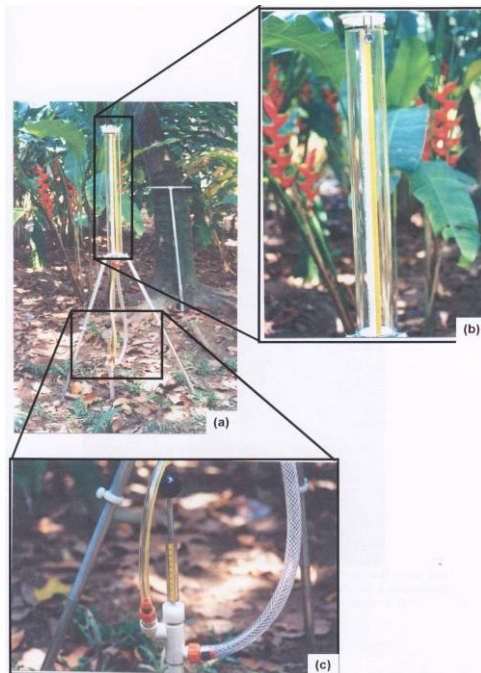


Figura 9 - (a) Estrutura do IAC; (b) Detalhe do reservatório com escala graduada; (c) Ponteira, indicador de H e tubos conectores (Vieira,

Figura 9 – (a) Estrutura do IAC; (b) Detalhe do reservatório com escala graduada; (c) Ponteira, indicador de H e tubos conectores (Vieira, 2001)



Figura 10 – Ponteiras do IAC com diferentes comprimentos

Dentre as vantagens e desvantagens deste tipo de equipamento, pode-se citar:

Vantagens

- O tripé do PG foi modificado para que apresente uma maior aplicabilidade em terrenos íngremes (Figura 11).
- A ponteira do IAC sendo independente do corpo principal não transfere o peso do equipamento para a base do furo, evitando sua compactação.
- Como existem comprimentos variados de ponteira, há a possibilidade de se realizar medições em profundidades diferentes.
- A possibilidade de entrada de ar no sistema existe como no PG, porém há uma segurança maior devido ao fato de que o IAC apresenta menos conexões e estas são mais firmes e fáceis de se manipular.
- O IAC possui uma quantidade menor de acessórios de montagem, facilitando o seu transporte e uso no campo.

Desvantagens

- Como existem poucos trabalhos realizados com o IAC, é fundamental a comparação com o PG para que haja confiabilidade nos resultados adquiridos.



Figura 11 – IAC utilizado em terreno íngreme (Vieira, 2001).

2.2.3 *Slug test*

O *slug test* é uma das técnicas mais comumente utilizadas pelos hidrogeólogos para se estimar a condutividade hidráulica em campo por ser relativamente fácil e barata de executar (McElwee, 2002).

Como uma alternativa para o teste de bombeamento, o *slug test* pode ser utilizado em um poço de monitoramento de pequeno diâmetro (Fetter, 2001). No *slug test* a porção do aquífero amostrada para a condutividade hidráulica é menor que a do teste de bombeamento, e o alcance da perda de carga é relativamente menor que a do teste de bombeamento, o que resulta em uma representação da transmissividade nas condições do aquífero próximas ao poço ensaiado (Bouwer e Rice 1976). Portanto, este tipo de teste pode ser efetuado para se determinar a condutividade hidráulica da formação nas proximidades do poço de monitoramento (Fetter, 2001).

Com o *slug test*, a condutividade hidráulica ou transmissividade de um aquífero é determinada pela taxa de ascensão ou descenso no nível de água em um poço após certo volume ou *slug* de água ser repentinamente removido ou inserido no poço. A taxa na qual o nível de água descende ou ascende é mensurada. Este dado é então analisado por um método apropriado (Fetter, 2001).

Aproximações para a análise dos dados coletados durante o *slug test* são baseadas em soluções analíticas para a elaboração de modelos matemáticos, descrevendo o fluxo da água subterrânea para o poço testado (Hyder *et al.*, 1994).

Em termos de realização de *slug tests* em aquíferos não confinados, uma das soluções pioneiras propostas foi a de Hvorslev (1951), a qual é baseada numa série de suposições simplificadoras que afetam o sistema do fluxo induzido no *slug test* (p.ex., armazenamento específico irrisório, raio efetivo finito). Muitos dos trabalhos subseqüentes aos de Hvorslev têm sido na direção de se remover uma ou mais dessas suposições simplificadoras. Em termos de *slug test* em aquíferos não confinados, soluções para o modelo matemático descrevendo o fluxo em resposta ao distúrbio induzido são difíceis de se ob-

ter por causa da natureza não linear do modelo nas formas mais gerais. Correntemente, muitos dos praticantes de campo utilizam a técnica de Bouwer e Rice (Bouwer e Rice, 1976; Bouwer, 1989), que emprega uma relação empírica desenvolvida de uma simulação de estado de fluxo constante utilizando um modelo elétrico analítico, para a análise do *slug test* em sistemas não confinados.

2.2.3.1 Princípios Teóricos

No *slug test* se impõe uma variação instantânea na carga do fluido de um poço penetrante sobre uma formação. A mudança na carga do fluido é criada pela remoção de uma coluna de fluido do poço ou se adicionado uma coluna de fluido ao poço. Após que a variação instantânea na carga do fluido do poço é induzida, a formação responde de duas maneiras possíveis. Quando a coluna de fluido é subitamente removida do poço, o fluido da formação flui para o poço até a carga do fluido retornar a condição hidrostática original (teste de recuperação). Quando uma coluna de fluido é subitamente adicionada ao poço, o excesso de fluido no poço flui para a formação até o equilíbrio ser alcançado (teste de rebaixamento). Na análise do *slug test* se utiliza a resposta da pressão ou carga do fluido como função do tempo para se estimar a condutividade hidráulica e a transmissividade da formação e condições do poço.

Em formações delgadas ou se o filtro do poço está localizado muito perto dos limites superiores e inferiores, estes influenciarão na estimativa dos parâmetros obtidos utilizando as aproximações convencionais. Em geral, a suposição de um sistema verticalmente infinito introduz um erro variável na estimativa dos parâmetros. Entretanto as relações desenvolvidas para sistemas verticalmente infinitos devem ser apropriadas para a maioria das aplicações de campo (Hyder *et al.*, 1994).

2.2.3.2 Equipamento

Para a realização do ensaio é necessária a instalação de um poço de monitoramento, podendo ser um piezômetro ou até mesmo um poço de bombea-

mento. Este poço deve conter um filtro (ou abertura) na camada em que se deseja obter os parâmetros hidráulicos. Devem-se saber suas dimensões como o raio e comprimento do filtro do poço, ou do pré-filtro se este estiver instalado.

Para gerar a oscilação do nível de água dentro do poço pode-se trabalhar de distintas formas. Quando se deseja realizar um teste de rebaixamento, apenas é necessário um volume de água para se adicionar ao poço. Quando se deseja realizar um teste de recuperação é necessário um *bailer* ou *slug* para se retirar instantaneamente um volume de água, ou então um tarugo, com volume considerável, para imergi-lo no poço, aguardar o rebaixamento ao nível de água estático, e então rapidamente retirá-lo.

Para realizar a leitura da variação do nível de água no poço em função do tempo pode-se utilizar apenas um medidor elétrico de nível d'água e um cronômetro, porém materiais de alta permeabilidade devem recuperar o nível de água original em 30 s ou menos. Neste caso é necessário instalar um transdutor de pressão (*datalogger*) para se gravar as mudanças de pressão no poço de acordo com a mudança no nível de água. O transdutor de pressão mede a pressão da coluna de água e/ou de ar que se situa acima dele. Após a realização do ensaio se retira o transdutor e se transferem os dados para um computador através de um adaptador. Os dados são então analisados por um *software* especialmente desenvolvido para o ensaio de *slug test*.

2.2.3.3 Soluções analíticas

Hvorslev (1951)

Em muitos casos piezômetros, ou poços tradados, não totalmente penetrantes são instalados em aquíferos. São geralmente instalados em uma profundidade específica para o monitoramento da carga e amostragem da qualidade da água subterrânea. O método Hvorslev utiliza estes piezômetros para se determinar a condutividade hidráulica da formação na qual o filtro foi instalado (Fetter, 2001).

A figura 12 mostra a geometria do poço para o método de Hvorslev. Note-se que para o caso de um poço instalado numa camada de baixa permeabilidade

de, o raio R engloba a porção do pré-filtro, ou seja, a zona mais permeável, e L_e é o comprimento da porção preenchida com pré-filtro. Num poço instalado em formação bastante permeável, apenas são consideradas as medidas do filtro ranhurado.

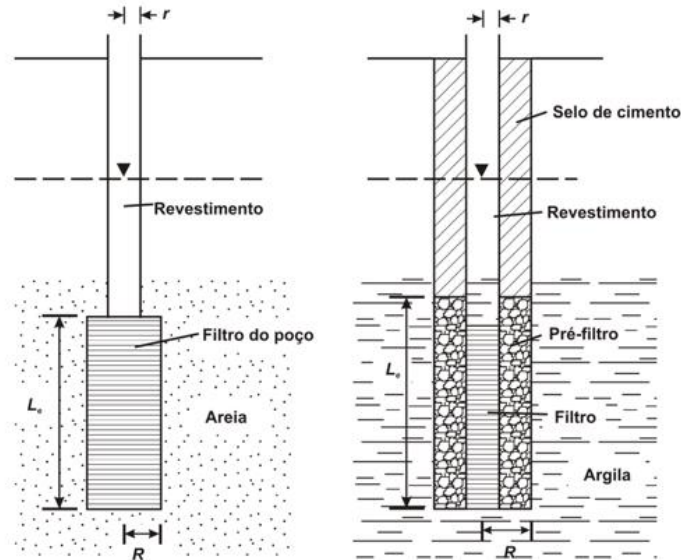


Figura 12 – Geometria do poço para o método de Hvorslev (Fetter, 2001).

O método Hvorslev (1951) foi desenvolvido para poços parcialmente penetrantes em um aquífero confinado, homogêneo, e anisotrópico. Se o tamanho do piezômetro é 8 vezes maior que o raio do filtro do poço ($L_e/R > 8$), a seguinte fórmula se aplica:

$$K = \frac{r^2 \ln\left(\frac{L_e}{R}\right)}{2L_e T_0} \quad (8)$$

onde

K é a condutividade hidráulica (LT^{-1});

r é o raio do poço (L);

R é o raio do filtro do poço (L);

L_e é o comprimento do filtro do poço (L);

T_0 é o tempo que leva para o nível de água ascender ou descer a 37 por cento da variação inicial (T);

Com o método Hvorslev (1951) podem-se utilizar diferentes geometrias do poço e condições do aquífero. Um fator de forma comumente utilizado descreve o poço como um elipsóide, e representa um poço que é parcialmente completo em um aquífero infinito (Mace, 1999). A equação (8) é uma das muitas fórmulas apresentadas por Hvorslev, entretanto, é bastante útil e pode ser aplicada a condições não confinadas para muitas formas de piezômetros onde o comprimento é bem maior que o raio do filtro do poço (Fetter, 2001).

Para o cálculo da condutividade hidráulica utiliza-se um gráfico semilogarítmico (figura 13). No eixo logarítmico plota-se a razão entre as cargas no momento t (h) e a carga inicial (h_0) e no eixo normal o tempo t . A partir da reta se determina o valor de T_0 e o aplica na fórmula (8).

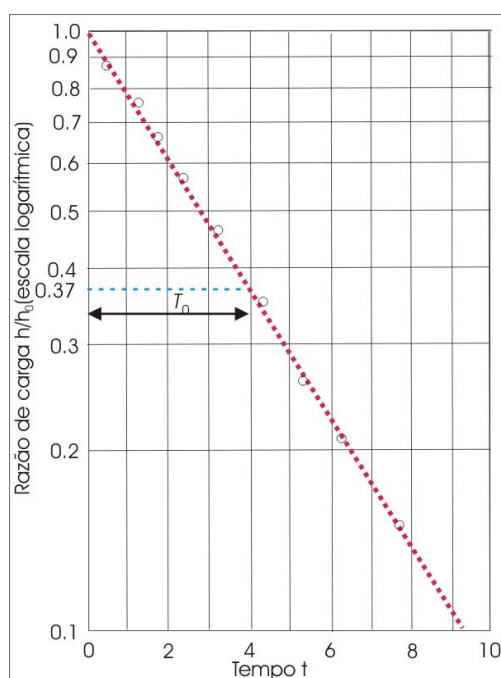


Figura 13 – Representação da razão de carga versus tempo utilizado para o método de Hvorslev (modificado de Fetter, 2001).

Bouwer e Rice (1976)

O método Bouwer e Rice (1976) considera um poço totalmente ou parcialmente penetrante em um aquífero não confinado, homogêneo, isotrópico, e incompressível. Contudo, pode ser usado em aquíferos confinados desde que o topo do filtro possua alguma distância da base da camada confinante (Fetter, 2001).

O *slug test* de Bouwer e Rice foi desenvolvido como teste de recuperação, no qual o nível de água é rebaixado por um *bailer* ou bombeado para que a água flua do aquífero para o poço. O método pode ser também utilizado como teste de rebaixamento de forma que o nível de água estático está acima do filtro ou abertura do poço. Se não for o caso a água drenará do poço para a zona vadosa, e resultará em uma superestimativa da permeabilidade do aquífero saturado (Fetter, 2001).

Na Figura 14 é mostrada a geometria do poço para o ensaio de Bouwer e Rice. Note que r_c é o raio do revestimento do poço dentro do qual o nível d'água está baixando, e r_w é o raio do pacote de pré-filtro ou área de desenvolvimento ao redor do filtro do poço.

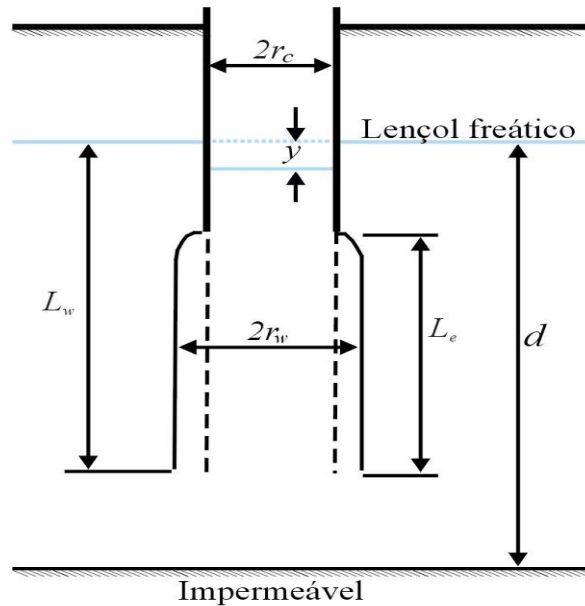


Figura 14 – Geometria do poço para o ensaio de Bouwer e Rice. Trata-se de um poço com pré-filtro, parcialmente penetrante, perfurado num aquífero livre (Fetter, 2001).

Segundo Bouwer e Rice (1976), no *slug test* o nível de água é rapidamente rebaixado, e a taxa de ascensão do nível de água é mensurada. O fluxo para o poço, em um valor particular de carga y , pode ser calculado em se modificando a equação de Thiem para:

$$Q = 2\pi K L_e \frac{y}{\ln \frac{R_e}{r_w}} \quad (9)$$

onde:

Q é o fluxo para o poço (L^3T^{-1});

K é a condutividade hidráulica do aquífero (LT^{-1});

L_e é o comprimento da porção do poço na qual a água entra (tamanho do filtro ou zona aberta do poço) (L);

y é a distância vertical entre o nível de água no poço e o nível de água em equilíbrio do aquífero (L);

R_e é o raio efetivo sobre o qual y é dissipado (L);

r_w é a distância horizontal do centro do poço para o aquífero original (L);

O raio efetivo R_e é equivalente à distância radial sobre a qual a perda de carga y é dissipada no sistema de fluxo. Os valores de R_e , expressos como $\ln R_e/r_w$, dependem da geometria do sistema de fluxo, e foram determinados por uma rede analítica de resistências elétricas para diferentes valores de r_w , L_e , y , e Q , utilizando as mesmas suposições da equação (9). No entanto, não há como saber o valor de R_e para um dado poço.

A equação de Bouwer e Rice (1976) foi baseada na suposição que: (i) pode-se negligenciar o rebaixamento do nível de água em torno do poço, (ii) fluxo sobre o nível de água em torno do poço (na franja capilar) pode ser ignorada, (iii) pode-se negligenciar a perda de carga devido à entrada de água no poço (perda de poço), e (iv) o aquífero é homogêneo e isotrópico.

A taxa de ascensão, dy/dt , do nível de água no poço após a rápida remoção do *slug* pode ser relacionada a Q pela equação:

$$\frac{dy}{dt} = -\frac{Q}{\pi r_c^2} \quad (10)$$

Onde πr_c^2 é a área da seção do poço onde ocorre a variação do nível de água. O sinal de menos na (10) é introduzida porque y decresce enquanto t aumenta.

O método Bouwer e Rice (1976) requer que o tamanho da abertura do poço à formação, L_e , dividido pelo seu raio, r_c , seja maior que quatro. A equação de Bouwer e Rice é:

$$K = \frac{r_c^2 \ln \frac{R_e}{r_w}}{2L_e} \frac{1}{t} \ln \frac{y_0}{y_t} \quad (11)$$

onde

y_0 é a carga no tempo $t = 0$ (L);

y_t é a carga no tempo $t = t$ (L);

t é o tempo em que $y = y_0$ (T);

Desde que K , r_c , r_w , R_e , e L_e em (11) são constantes, $[(1/t) \ln y_0/y_t]$ deve ser também constante. A transmissividade pode ser calculada ao se multiplicar a equação (11) pela espessura d do aquífero (Bouwer e Rice, 1976).

Para a determinação da condutividade hidráulica, o valor de y_t em função de t é plotado num gráfico semilogarítmico, com y_t no eixo logarítmico (Figura 15). Os pontos iniciais do ensaio, isto é, valores baixos de tempo e altos valores de carga, normalmente resultam num segmento de reta. Com a dissipação da carga no tempo, os pontos podem não seguir a reta.

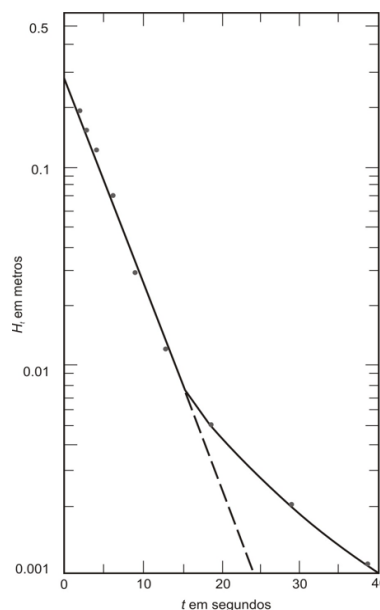


Figura 15 – Carga numa sondagem em função do tempo. Note que os dados formam uma linha reta durante a parte inicial do ensaio e depois desviam desta direção (Fetter, 2001).

3. ÁREA DE ESTUDO

3.1 Localização

A ilha de Santa Catarina está situada entre as latitudes 27°22' e 27°50' e possui uma área de aproximadamente 423 km², apresentando direção geral NE-SW (Figura 16). Encontra-se separada do Continente pelas Baías Norte e Sul, cujas profundidades máximas atingem em torno de 11 m. O afunilamento do canal de entrada da Baía Sul acompanha-se das maiores profundidades encontradas no setor, atingindo cerca de 30 m. As duas baías comunicam-se através de um estreito de aproximadamente 500 m de largura e 28 m de profundidade, sobre o qual foram construídas as três pontes que asseguram a ligação Ilha-Continente. Esta configuração geográfica da Ilha de Santa Catarina permite classificá-la como uma ilha continental, a qual representa a extensão dos grandes traços geológicos sobre o continente. O relevo na Ilha de Santa Catarina é marcado pela associação de duas unidades geológicas maiores: elevações dos maciços rochosos que compõem o *Embasamento Cristalino* e áreas planas de sedimentação. Ambas delineiam respectivamente as denominadas *Serras Litorâneas* e *Planície Costeira*, unidades geomorfológicas que caracterizam a paisagem local.

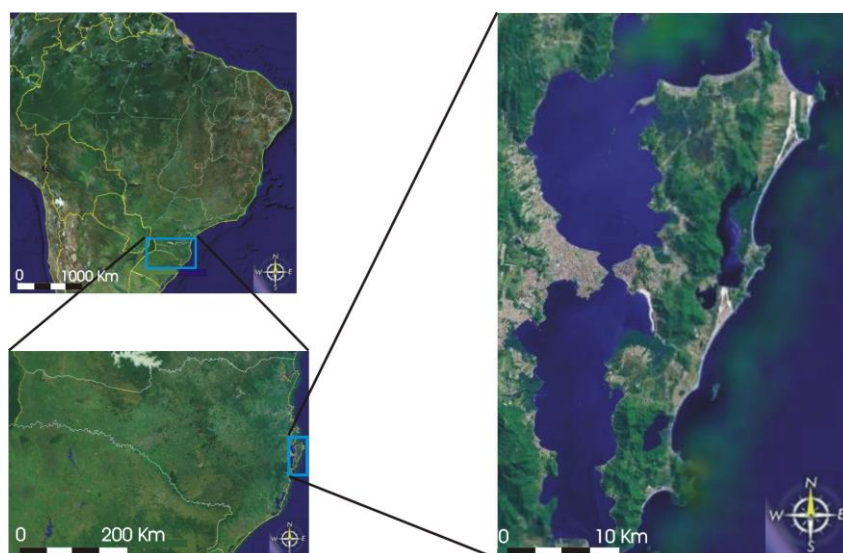


Figura 16 – Localização da ilha de Santa Catarina.

3.2 Caracterização física da ilha de Santa Catarina

As informações aqui apresentadas relacionadas à Geologia, Geomorfologia e Pedologia foram obtidas a partir do Projeto Estudos Ambientais da Grande Florianópolis realizado em 1997, e executado pela Divisão de Geociências do Sul – DIGEO/SUL, resultada pelo contrato entre a Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, e o Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis – IPUF.

3.2.1 Geologia

A ilha de Santa Catarina apresenta características geológicas distintas, afloram rochas plutônicas proterozóicas, intrusões sub-vulcânicas paleozóicas, e depósitos sedimentares cenozóicos (Figura 17).

A rocha plutônica é definida como Granito Florianópolis. Possui cor rósea a cinza claro, equigranular de granulação fina à grosseira. Os granitos ocorrem em destaque na paisagem formando altos topográficos, ao norte e ao sul, denominados localmente por Morro do Campeche ou do Mato de Dentro, Morro dos Padres e Morro das Pedras.

As intrusões sub-vulcânicas graníticas pertencem à formação Cambirela, e são de idade cambro-ordoviciano. Possuem pórfiros, geralmente avermelhados ou castanho-acizentados, caracterizados por fenocristais de feldspato potássico e quartzo, e imersos em uma matriz microcristalina.

Os sedimentos pleistocênicos estão representados por depósitos colúvio – alúvio – eluviais indiferenciados areno – argilosos. Também são considerados pleistocênicos, os depósitos marinhos litorâneos e eólicos retrabalhados.

Os sedimentos holocênicos estão representados por depósitos aluvionares, eólicos, lagunar, marinhos litorâneos, e de mangue.

A planície costeira atual formou-se a partir de 7.000 anos a.p., atingindo sua posição atual a aproximadamente 5.000 a.p. Após alguns eventos de transgressão e regressão do nível do mar entre 3.600 e 2.500 anos a.p. aparecem as feições holocênicas e após esta sequência de eventos o nível do mar es-

tabilizou-se perto do nível atual possibilitando as feições de mangue. A atividade eólica passa então a preponderar, formando cordões de dunas móveis recentes.

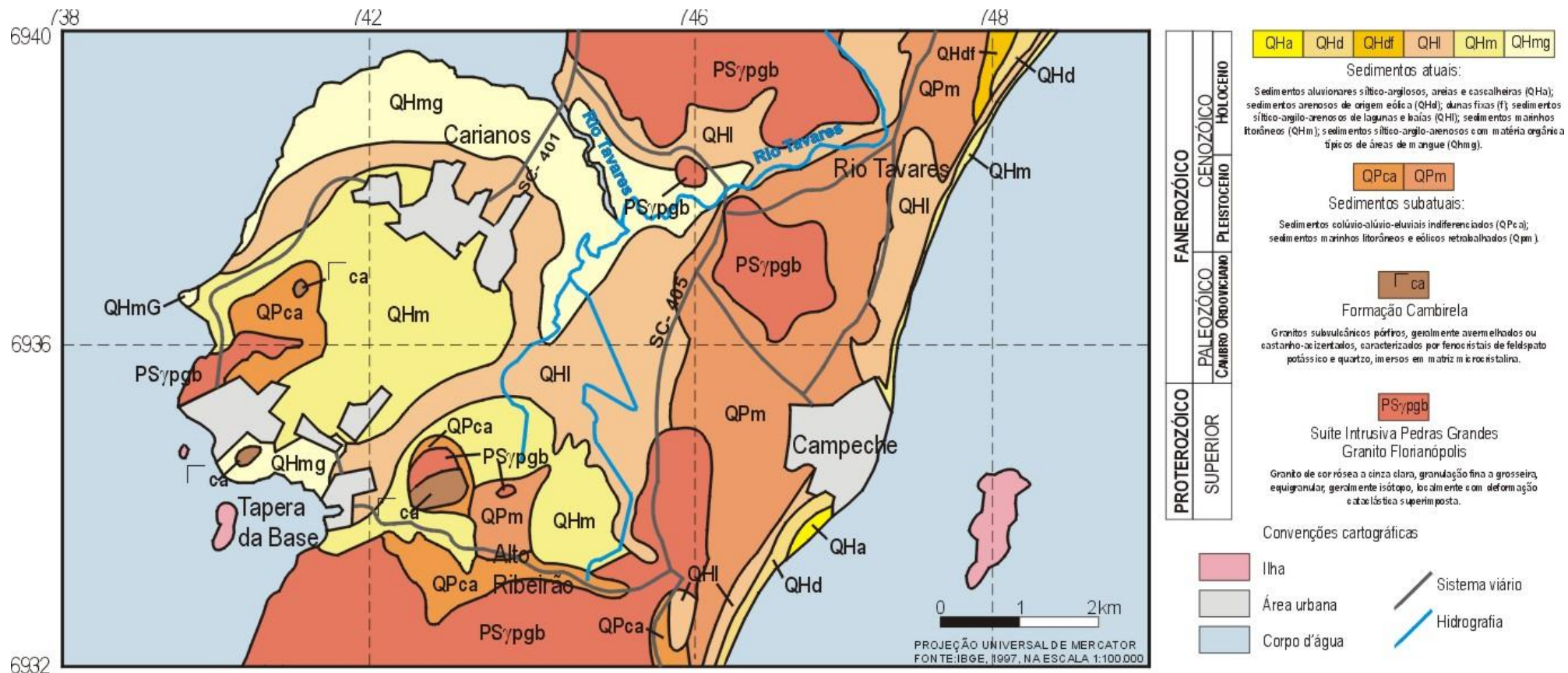


Figura 17 – Mapa geológico da porção sul da ilha de Santa Catarina, SC. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.

3.2.2 Geomorfologia

A diversidade litológica da região da Grande Florianópolis se reflete na grande variedade de formas de relevo encerradas em três domínios morfo-estruturais e seis unidades geomorfológicas, segundo a Tabela 3.

Tabela 3 – Domínios morfo-estruturais e unidades geomorfológicas da região da Grande Florianópolis.

Domínio Morfo-estrutural	Unidade Geomorfológica
1 – Acumulações Recentes	1.1 – Planícies Marinhas
	1.2 – Planícies Alúvio-coluviais
2 – Bacia Sedimentar do Paraná	2.1 – Planaltos de Lages
	2.2 – Depressão do Sudeste Catarinense
	2.3 – Patamares do Alto Rio Itajaí
3 – Embasamento em Estilos Complexos	3.1 – Serra do Leste Catarinense

Na ilha de Santa Catarina há ocorrência de três unidades geomorfológicas: Planícies Marinhas, Planícies Aluvio – Coluviais e Serra do Leste Catarinense, como representado na Figura 18.

Serras do Leste Catarinense

As Serras apresentam em geral aspecto de crista, dada sua posição alongada e acentuado declive das encostas. A Ilha de Santa Catarina é atravessada em toda sua extensão por uma dorsal central orientada NNE e SSW, cujos divisores de água separam as pequenas bacias fluviais e planícies costeiras. A dorsal ramifica-se lateralmente em esporões que podem continuar submersos ou emergir na forma de ilhas.

As feições de maior destaque são representadas pelo Morro do Campeche ao norte; Morro das Pedras do Sul ao sul; e pela vertente norte-nordeste do Morro dos Padres.

O Morro do Campeche e o dos Padres destacam-se na paisagem local por possuírem grandes altitudes, 210 e 174 metros respectivamente. A declividade acentuada das vertentes determina a ocorrência de movimentos de massas na forma de colúvios cujos depósitos em cotas mais baixas dão ao perfil da encosta um modelado convexo.

Os topos são angulosos ou côncavos e as encostas apresentam declividades acentuadas, chegando a 45° de inclinação ou mais. Encontram-se dissecadas por uma drenagem incipiente, com vales geralmente encaixados, pouco profundos em forma de "V". As vertentes apresentam-se irregulares definindo vários níveis de patamares.

A espessura reduzida do manto de alteração sobre estes relevos leva, em alguns pontos, à exposição de blocos e matacões, como por exemplo, no Morro da Cruz, através da remoção dos materiais finos pelos processos erosivos.

De norte à sul, esta dorsal central separa os ambientes da Planície Costeira voltados para leste, daqueles orientados para norte ou para as baías, à oeste.

Planícies Alúvio-Coluviais

Suas principais características geomorfológicas são os modelados planos, rampas de declividades variadas e mais restritamente formas tabulares e baixos platôs. Todas estas formas de relevo apresentam descontinuidade espacial e uma posição altimétrica mais elevada em relação à unidade geomorfológica Planícies Marinhas.

Localmente estes depósitos podem se apresentar ravinados pela ação das águas de escoamento superficial. A drenagem é pouco aprofundada, o que evidencia equilíbrio entre aggradação e degradação atualmente existente nesta área.

Com relação à granulometria, observa-se que a fração argilosa é mais abundante em função da desintegração química dos feldspatos, apresentando uma cor avermelhada.

Planícies Marinhas

Ocorre em largura variável entre dezenas até centenas de metros e cotas altimétricas que atingem 25 metros. Apresentam descontinuidade espacial determinada pela presença de relevos mais elevados de rochas graníticas pertencentes à Unidade Geomorfológica Serras do Leste Catarinense. Ao longo de toda sua extensão, a geomorfologia desta unidade é diversificada, ocorrendo concomitantemente penínsulas, pontais, enseadas e baías entre as

quais se desenvolvem baixadas litorâneas descontínuas e planícies arenosas.

Na Ilha de Santa Catarina distinguem-se três setores distintos de ambientes de Planície Marinha, de acordo com o nível de energia ambiental ao qual estão submetidos: o setor leste, submetido à atuação das ondas e ventos de alta energia provenientes do quadrante sul, o setor oeste, definido pelas águas protegidas das Baías Norte e Sul e o litoral norte, de nível energético intermediário, submetido aos ventos e ondulações de quadrante norte e protegido dos ventos de sul pelas elevações da dorsal central.

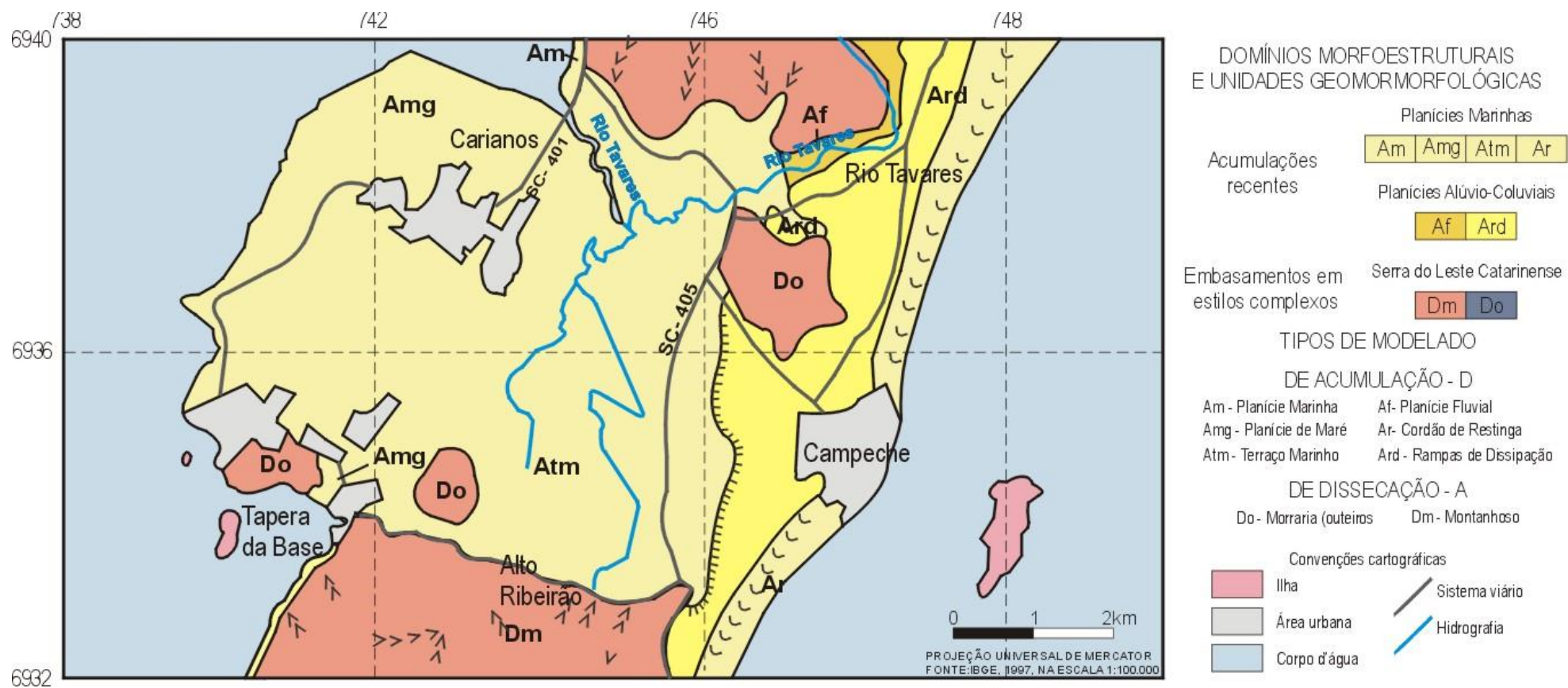


Figura 18 – Mapa geomorfológico da porção sul da ilha de Santa Catarina, SC. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.

3.3.3 Pedologia

Como representado na Figura 19, o solo da ilha de Santa Catarina na Unidade de Planícies Marinhas, no litoral leste, é composto pelo tipo de terreno de dunas (DN), por areias quartzosas marinhas álicas (Am 1), areias quartzosas hidromórficas álicas de relevo plano (AQH1), areias quartzosas álicas (AQ) e areias quartzosas hidromórficas álicas + areias quartzosas marinhas álicas (AQH2).

Na unidade das Serras do Leste Catarinense, na porção central da ilha de Santa Catarina, ocorrem solos podzólico vermelho álico (PV), podzólico hidromórfico álico (PZ), cambissolo álico (Ca), gleissolo eutrófico (GPH1), e gleissolo eutrófico + areias quartzosas hidromórficas + orgânicos álicos (GPH2).

O solo do litoral oeste da ilha de Santa Catarina, sob a unidade de Planícies Marinhas, é composto pelo tipo de terreno solo indiscriminado de mangue (SM), por associação complexa de areias quartzosas hidromórficas álicas + podzol hidromórfico álico + gleissolo eutrófico (AQH3), areias quartzosas hidromórficas álicas + areias quartzosas marinhas álicas (AQH2), e areias quartzosas marinhas álicas (Am 1).

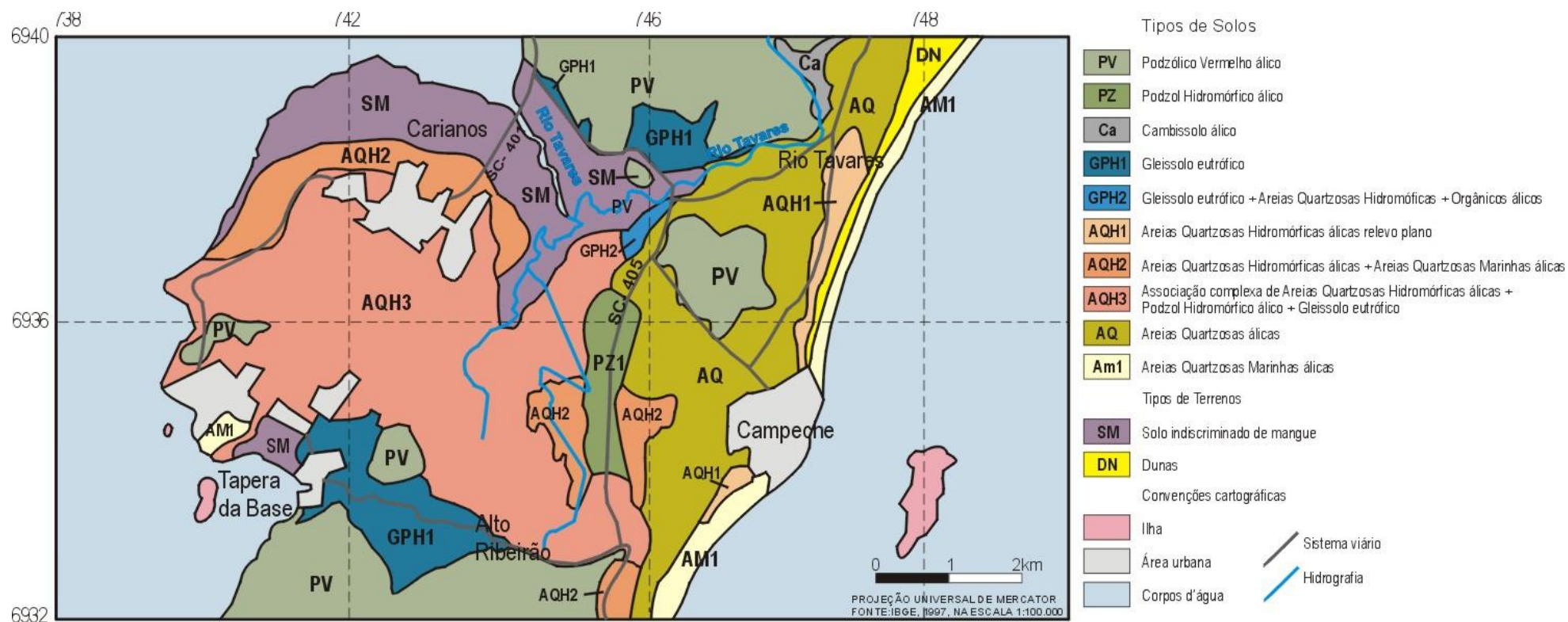


Figura 19 – Mapa de solos da porção sul da ilha de Santa Catarina. Adaptado de IPUF/PMF, 2004.

3.2.4 Clima

A ilha de Santa Catarina apresenta condição climática mesotérmica, inerentes ao litoral sul-brasileiro sob influência oceânica, estações climáticas definidas e precipitação pluviométrica anual abundante, consequência da circulação atmosférica do Atlântico Sul. Ainda, é atingido por grandes massas de ar formadas pelos anticiclones tropicais, além dos anticiclones polares migratórios.

As estações verão e inverno são bem definidas, e a de outono e primavera bastante aproximadas entre si. A temperatura média anual é de 20,4°, sendo que o mês de fevereiro é mais quente (24,4°), e julho o mês mais frio (16,4°). A precipitação anual varia entre 1400 mm e 1600 mm, com maiores índices nos meses de janeiro a março, e menores entre abril e julho. A umidade relativa anual fica em torno de 75%. Os ventos predominantes são os de quadrante nordeste, mas os ventos do sul atuam com maior intensidade.

3.2.5 Vegetação

A vegetação da Ilha de Santa Catarina diversifica-se em mangues, vegetação de praia, dunas, restingas e floresta de planície podendo ser dividida em dois grupos principais: vegetação litorânea e floresta pluvial atlântica.

Na planície costeira junto ao mar, encontra-se a vegetação de dunas adaptada às condições ecológicas das areias locais, com sistemas de raízes longas e capazes de garantir a sua fixação e absorção de água do lençol freático. Entre as dunas e as encostas encontram-se campos de gramas, a capoeirinha (arbustos) e a capoeira (arvoretas e árvores). Identifica-se ainda, a ocorrência de diversos bosques reflorestados com pinus e eucalipto. Os manguezais aparecem na área influenciada pela maré ao longo do Rio Tavares e seus afluentes, do Arroio do Ribeirão e do Ribeirão Chico Crioulo; são áreas de solos pantanosos e salinos. São associações halófitas predominando espécies arbustivas e pequenas árvores.

Na maior porção do território, podem ser encontradas áreas que deram suporte para a floresta de planície, e foram substituídas ao longo do tempo a partir do uso rural que tiveram.

Nas encostas a cobertura é arbórea, característica da floresta pluvial atlântica com formação mais complexa que a da vegetação das dunas; identificam-se grupos distintos quanto à composição estrutural, sobretudo quanto ao aspecto fisionômico representando o limite meridional de muitas espécies tipicamente tropicais. A cobertura primária foi, em maior ou menor extensão, alterada pela ação do homem, e hoje existem grandes áreas desnudadas nas encostas, onde é possível notar manchas com formação de capoeiras ou pastos.

3.3 Características específicas da área de estudo

A área de estudo situa-se na Fazenda de Estudos Experimentais – Ressacada, pertencente ao Centro de Ciências Agrárias da Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, e está localizada na porção sudoeste da ilha de Santa Catarina, em Florianópolis, SC (Figura 20). Nas proximidades da fazenda está situado o Aeroporto Internacional Hercílio Luz, e esta região é relativamente pouco povoada, sendo que a principal ocupação do solo é a pecuária.

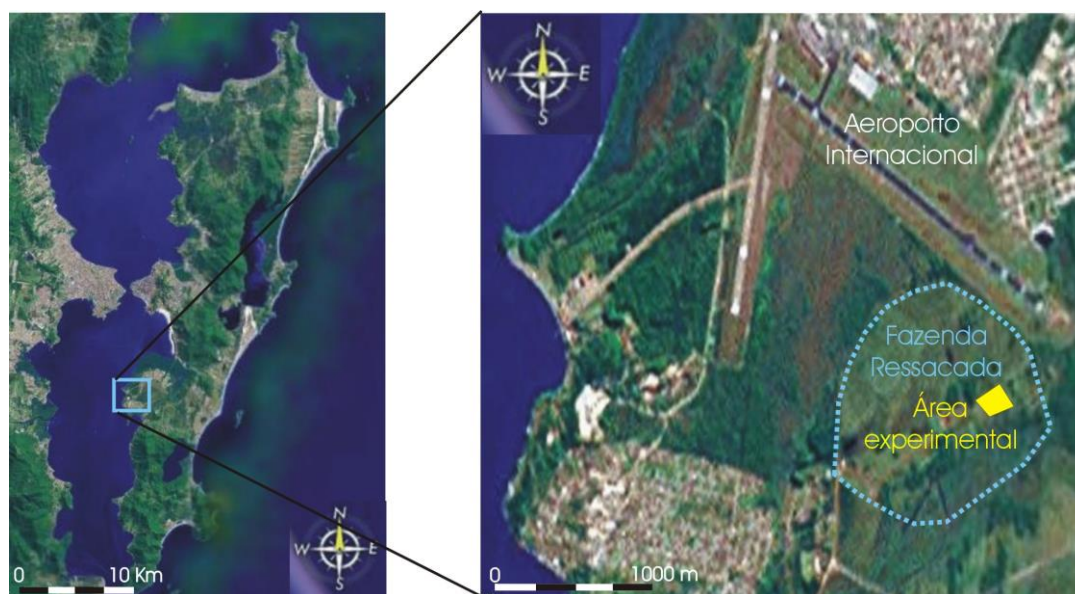


Figura 20 – Localização da Fazenda Ressacada.

A Fazenda Ressacada, segundo o mapa geológico (Figura 17) está localizada sob sedimentos marinhos – litorâneos holocênicos (QHm). Pelo mapa geomorfológico (Figura 18) verifica-se que a área de estudos situa-se dentro do domínio de Planície de Maré (Amg), entre os setores central e sul do domínio das Serras do Leste Catarinense. E pelo mapa de solos (Figura 19) nota-se a presença de uma associação complexa de Areias Quartzosas Hidromórficas, Podzol Hidromórfico Álico e Gleissolo Eutrófico (AQH3).

Por suas características, pode-se afirmar que o solo que ocorre na área corresponde ao Neossolo Quartzarênico Hidromórfico. Segundo IPUF/PMF (2004), é um solo profundo (1,0 a 3,0 m), formado essencialmente por areia quartzosa, encharcado pela presença do lençol freático próximo à superfície e por isso apresentam maior acúmulo de matéria orgânica, o que os torna acinzentados e de relativa fertilidade. Podem ser usados para uso agrícola, necessitando para tanto de drenagem.

A formação vegetal que ocorre na área da Fazenda Ressacada é a Floresta da Planície Quaternária. É caracterizada por uma vegetação de mata, com crescimento limitado pela pobreza em nutrientes do solo (IPUF/PMF, 2004). Próximo à fazenda, temos o manguezal do Rio Tavares que se estende até o limite leste da propriedade, nas margens de um afluente, o Rio Fazenda. Este é o maior manguezal remanescente da Ilha de Santa Catarina, com uma área de 8,22 km² e abriga a primeira Reserva Extrativista Marinha do Brasil (CEC-CA/FNMA, 1997), características que conferem à região grande importância na sua preservação. Hoje grande parte da vegetação original foi substituída. Atualmente, o solo é ocupado por pastagens, diversas culturas e criação de animais.

O *site* destinado para os experimentos possui uma área de aproximadamente 10.000 m². A localização dos poços estratigráficos e dos pontos onde foram ensaiados o Guelph e o IAC está representada na Figura 21.

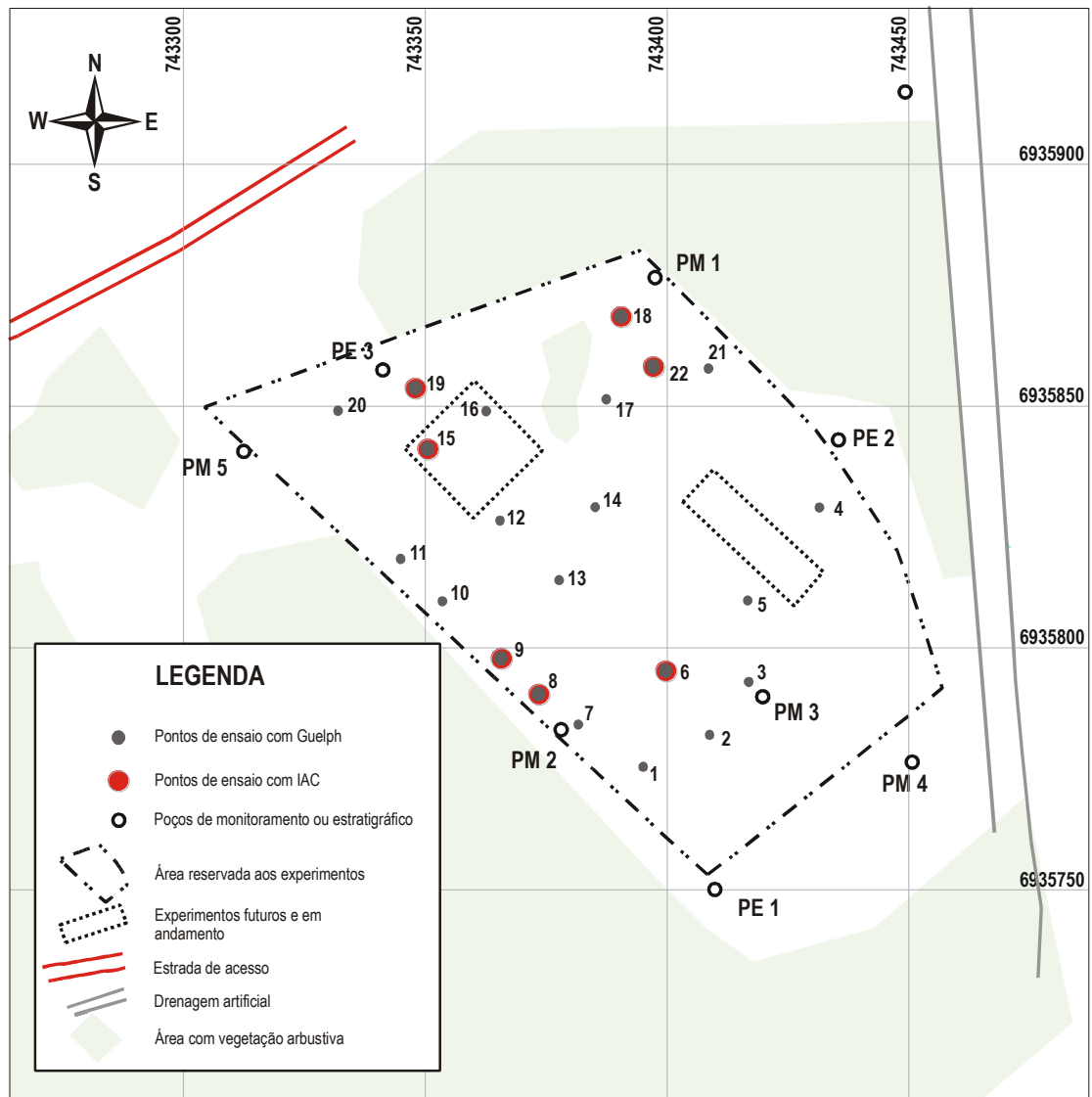


Figura 21 – Planta da área experimental com os pontos de ensaio com Guelph e IAC e os poços de monitoramento e estratigráficos.

4.MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Investigação mecânica

4.1.1 Poços

Oito poços foram construídos na área reservada aos experimentos, sendo três poços estratigráficos (PE), e cinco poços de monitoramento (PM), correspondentes aos poços PE1 ao PE3 e PM1 ao PM5, cuja localização e dados construtivos podem ser observados na Figura 21 e no Anexo A, respectivamente. Os três primeiros poços construídos foram os estratigráficos para a coleta de amostras para análise granulométrica e difratometria de raios-X, por isso suas profundidades foram maiores que os demais. Novas sondagens foram executadas para instalação dos poços de monitoramento, adjacentes às sondagens estratigráficas.

4.1.2 Amostragem

As amostras foram retiradas por trado manual e sondagem à percussão, obtendo horizontes de três poços estratigráficos sob diferentes profundidades, desde a matéria orgânica superficial até 7,0 m de profundidade.

As identificações das amostras para os ensaios estão relacionadas de acordo com os poços estratigráficos e profundidade de onde foram retiradas.

4.2 Ensaios realizados em laboratório

4.2.1 Granulometria

A análise granulométrica dos solos foi realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos do Setor de Geologia de Engenharia e Ambiental do Departamento de Geologia (IGEO-UFRJ) segundo as normas técnicas do DNER-ME 051/94.

4.2.2 Densidade real

A determinação da densidade real foi realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos do Setor de Geologia de Engenharia e Ambiental do Departamento de Geologia (IGEO-UFRJ) segundo as normas técnicas do DNER-ME 093/94.

4.2.3 Difractogramas dos Argilominerais

Utilizou-se o método da difração de raios - X para determinar a mineralogia da fração argila. A realização deste ensaio seguiu as normas utilizadas no Laboratório de Via Úmida do Setor de Geologia de Engenharia e Ambiental do Departamento de Geologia (IGEO-UFRJ) (Polivanov, 2003).

Foram confeccionadas duas lâminas a partir da fração argila, orientadas pelo método do esfregaço. Para cada amostra foram realizadas três lâminas: guia, glicolada e aquecida. A primeira não sofreu nenhum tratamento prévio, as glicoladas foram submetidas a uma atmosfera de etilenoglicol por um período mínimo de 4 horas, com a finalidade de determinar minerais expansivos e as aquecidas foram submetidas a temperaturas de até 500°C, visando identificar possível colapso e/ou destruição da estrutura dos argilominerais. Estas lâminas foram levadas ao difratômetro Rigaku – Termoflex, com velocidade de 1°/min, ddp de 40kV, 30mA, contendo um contador proporcional, filtro de níquel e tubo de cobre.

Para interpretação destas lâminas utilizou-se a marcação das posições angulares das reflexões difratadas, que são representadas em forma de picos. Os valores angulares são convertidos, em graus de 2θ para espaçamento interplanar (d em Å), através da Tabela 4.

Tabela 4 – Conversão do ângulo 2θ em distância interplanar em Å (Santos, 1975).

2 θ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
2	44,171	42,068	40,156	38,410	36,810	35,338	33,979	32,721	31,552	30,464
3	29,449	28,499	27,609	26,773	25,985	25,243	24,542	23,879	23,251	22,655
4	22,089	21,550	21,037	20,548	20,082	19,636	19,209	18,800	18,409	18,034
5	17,673	17,327	16,994	16,673	16,365	16,068	15,781	15,504	15,237	14,979
6	14,730	14,488	14,255	14,029	13,810	13,598	13,392	13,192	12,998	12,810
7	12,628	12,450	12,277	12,109	11,946	11,787	11,632	11,481	11,334	11,191
8	11,051	10,915	10,782	10,652	10,526	10,402	10,281	10,163	10,048	9,9355
9	9,8254	9,7176	9,6122	9,5091	9,4082	9,3093	9,2126	9,1178	9,0250	8,9341
10	8,8450	8,7576	8,6720	8,5880	8,5057	8,4249	8,3456	8,2678	8,1915	8,1166
11	8,0430	7,9708	7,8998	7,8302	7,7617	7,6944	7,6283	7,5634	7,4995	7,4367
12	7,3750	7,3142	7,2545	7,1957	7,1379	7,0810	7,0251	6,9699	6,9157	6,8624
13	6,8098	6,7580	6,7071	6,6569	6,6074	6,5587	6,5107	6,4634	6,4168	6,3708
14	6,3256	6,2809	6,2369	6,1935	6,1507	6,1085	6,0669	6,0259	5,9854	5,9454
15	5,9060	5,8671	5,8288	5,7909	5,7535	5,7166	5,6802	5,6442	5,6088	5,5737
16	5,5391	5,5049	5,4711	5,4378	5,4049	5,3723	5,3402	5,3084	5,2771	5,2461
17	5,2154	5,1852	5,1552	5,1257	5,0964	5,0675	5,0390	5,0107	4,9828	4,9552
18	4,9279	4,9009	4,8742	4,8478	4,8216	4,7958	4,7702	4,750	4,7199	4,6952
19	4,6707	4,6465	4,6225	4,5988	4,5753	4,5521	4,5291	4,5063	4,4838	4,4615
20	4,4394	4,4175	4,3959	4,3744	4,3532	4,3322	4,3114	4,2908	4,2704	4,2502
21	4,2302	4,2104	4,1907	4,1713	4,1520	4,1329	4,1140	4,0953	4,0767	4,0583
22	4,0401	4,0220	4,0042	3,9864	3,9689	3,9515	3,9342	3,9171	3,9001	3,8833
23	3,8667	3,8502	3,8338	3,8176	3,8015	3,7855	3,7697	3,7540	3,7385	3,7231
24	3,7078	3,6926	3,6776	3,6627	3,6479	3,6332	3,6187	3,6043	3,5900	3,5758
25	3,5617	3,5477	3,5339	3,5201	3,5065	3,4930	3,4796	3,4662	3,4530	3,4399
26	3,4269	3,4140	3,4012	3,3885	3,3759	3,3634	3,3510	3,3386	3,3264	3,3143
27	3,3022	3,2903	3,2784	3,2666	3,2549	3,2433	3,2318	3,2203	3,2090	3,1977
28	3,1865	3,1754	3,1644	3,1534	3,1426	3,1318	3,1210	3,1104	3,0998	3,0893
29	3,0789	3,0685	3,0582	3,0480	3,0379	3,0278	3,0178	3,0079	2,9980	2,9882
30	2,9785	2,9688	2,9592	2,9497	2,9402	2,9308	2,9214	2,9122	2,9029	2,8938

A identificação dos minerais é feita a partir dos valores de (d), que são acompanhados da intensidade relativa dos picos, em termos de porcentagem. Esses valores são encontrados na Tabela 5 preparados especialmente para identificação dos argilominerais.

Tabela 5 – Espaçamento das unidades estruturais dos principais argilominerais (Santos, 1975).

Espaçamento interplanar (d)			
Å			
Argilominerais	Reflexões intensas	Outras reflexões	Glicoladas \ Aquecidas
Caulinitas	7	3,57 e 2,38	7 \ ⁽¹⁾
Illitas	10	5 e 3,36	10 \ 10
Cloritas	≈ 14	7 e 4,7	14 \ 14
Vermiculitas	≈ 14	7 e 4,7	14 \ 10
Esmectitas	≈ 14	≈ 5	17 \ 10

Para identificar o mineral, selecionam-se suas reflexões mais intensas. Depois de identificadas, faz-se a comparação das demais reflexões procurando uma coincidência de valores, ou quase coincidência, o que irá levar na identificação dos minerais.

4.3 Ensaio realizados *in situ*

4.3.1 Permeâmetros de Campo (Guelph e IAC)

4.3.1.1 Procedimentos do ensaio

Construção da sondagem

Na preparação da sondagem de ensaio foi utilizado um trado helicoidal bem afiado (Figura 22) com 6 cm de diâmetro. Aplica-se pouca pressão para baixo sobre o trado e tiram-se somente pequenas porções antes de enchê-lo. Nesta fase, deve-se cuidar do acabamento das paredes do furo e na base evitando o fechamento dos poros ou a compactação do solo por aplicação de uma força excessiva provocado pelo processo de tradagem. Após a escavação usa-se um trado limpador (Figura 22), para se evitar a compactação do fundo da sondagem. A compactação da sondagem resulta em baixos valores de K_{fs} , especialmente quando o solo é de textura fina e a umidade é alta.



Figura 22 – Tipos de trados utilizados na construção da sondagem para o ensaio do permeâmetro de Guelph.

Instalação do equipamento

Neste procedimento deve-se ter cuidado em abastecer de água o permeâmetro antes de posicionar o equipamento no furo de sondagem, para impedir o fluxo a partir do reservatório. Durante o posicionamento deve-se evitar golpear ou fragmentar as paredes e a base do furo de sondagem.

Para o procedimento de uma altura de carga (Elrick *et al.*, 1989), se estabelece a altura da carga (H) constante correspondente ao único estágio. A altura desde a base do furo até a ponteira de ar determina a altura de carga constante de água como é mostrado na Figura 5. O levantamento da ponteira (imposição da altura de carga H) é controlado através de uma escala graduada desde 0 a 25 cm, no permeâmetro. Nesta fase o maior cuidado deve ser tomado no levantamento da ponteira de ar para estabelecer a altura de carga, este procedimento deve ser lentamente executado para evitar turbulência e, portanto erosão no furo de ensaio.

No procedimento para as equações simultâneas (Reynolds e Elrick, 1985) se estabelece a segunda altura H constante correspondente ao segundo estágio. Para a segunda altura de H a ponteira de ar é elevada para uma altura maior desejada, estabelecida através da escala graduada no permeâmetro. Nesta fase deve-se iniciar este estágio de forma consecutiva e imediatamente depois de terminado o primeiro com um abastecimento sempre contínuo de água. Da mesma maneira que no primeiro estágio, na segunda altura o levantamento da ponteira de ar deve ser realizado lentamente para evitar turbulência e, portanto erosão no furo de sondagem.

Procedimento de leitura

Cada medida no PG foi realizada imediatamente após de se ter preparado a sondagem para se prevenir possíveis alterações na característica desta. A taxa de fluxo R (cm/s) é determinada pela leitura visual da queda do nível de água no reservatório graduado, em intervalos de tempo regulares. Quando a vazão (observada a partir de R) é constante por três leituras consecutivas pode-se dizer que o fluxo é constante ou foi atingido o regime permanente.

4.3.1.2 *Cálculo dos parâmetros: condutividade hidráulica saturada, potencial matricial de fluxo e o parâmetro α de campo.*

Método de uma altura de carga (Elrick et al., 1989)

Para este método, os cálculos dos parâmetros para os solos ensaiados no campo foram feitos da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo (formigueiros, fissuras, furos produzidos por raízes, etc.), para estimar o parâmetro α dentro dos valores sugeridos por Elrick et al.(1989), na Tabela 2;
- Determinação da vazão Q (L^3T^{-1}), em regime constante com a seguinte expressão:

$$Q = A \times R \quad (12)$$

onde:

A é a área transversal do reservatório do permeâmetro (L^2);

R é a razão de queda do nível de água quando atingido o regime permanente (LT^{-1}).

-Determinação do fator de forma C , a partir do gráfico da Figura 7, que depende do tipo de solo (textura e macroporos), e da razão H/a , onde H é a altura do nível de água constante aplicada no furo de sondagem e a corresponde ao raio do mesmo, que foi igual a 3 cm;

A condutividade hidráulica saturada de campo (K_{fs}), foi calculada através da equação (5);

O potencial matricial de fluxo (ϕ_m), foi calculado através da equação (6), ou pela equação (7).

Método das equações simultâneas (Reynolds e Elrick, 1985)

Neste método, os cálculos dos parâmetros para os solos ensaiados no campo foram feitos da seguinte maneira:

- Determinação da vazão (Q) em regime permanente para cada altura de carga (H) com a expressão (12);

- Determinação do fator de forma C , para cada estágio a partir do gráfico da Figura 7.
- A condutividade hidráulica saturada de campo (K_{fs}), foi calculada através da relação de duas equações (4), para duas alturas de carga.
- O potencial matricial de fluxo (ϕ_m) foi calculado através da relação de duas equações (4), para duas alturas de carga.
- O parâmetro α foi calculado através da relação (7), para a técnica de duas alturas de carga.

4.3.2 *Slug test*

4.3.2.1 *Procedimentos de ensaio*

Construção do poço

Foram utilizados os poços stratigráficos (PE) e de monitoramento (PM) para a realização do *slug test* (Figura 23).



Figura 23 – Poço de monitoramento.

Instalação do equipamento

Foi instalado dentro do poço, através de um cabo inoxidável, um transdutor de pressão (*datalogger* – modelo LT3001 da marca Solinst), para medir a variação do nível d'água (Figura 24). Este permaneceu preso à boca do poço durante o tempo necessário para a realização do ensaio.



Figura 24 – Transdutor de pressão.

Procedimento de leitura

Antes da inserção de água nos poços (Figura 25) foi medida a altura do nível de água estático. O ensaio foi do tipo rebaixamento, e para tal foi medida a variação do nível de água dentro do poço em função do tempo. Estas medidas foram realizadas de cinco em cinco segundos até que o nível de água estático fosse praticamente alcançado. Um medidor elétrico de nível d'água foi utilizado para calibrar as medidas feitas com o *data logger*, e acompanhar o rebaixamento do nível d'água para definir a duração do ensaio.



Figura 25 – Inserção de água no poço de monitoramento.

4.3.2.2 – Cálculo dos parâmetros

Os dados da variação da pressão são utilizados por um software (*Levellogger* versão 1.4, da Solinst) para se obter os valores de nível d'água em função do

tempo. Calibram-se os valores através das medidas realizadas pelo medidor elétrico que leva em conta a cota da boca do poço, de forma que os dados de saída são todos referentes ao nível do mar.

Os dados obtidos são utilizados para o cálculo da condutividade hidráulica através do software *Aquifer Test* versão 2.57, da Waterloo Hydrogeologic Inc.(Figura 26). Os métodos de interpretação usados para os cálculos pelo programa foram de Hvorslev e Bouwer e Rice.



Figura 26 – Computador portátil conectado ao adaptador do *datalogger*.

5. RESULTADOS

5.1 Ensaios realizados em laboratório

Nos poços estratigráficos (PE) foram coletadas onze amostras para ensaios granulométricos, que também foram utilizadas no ensaio de teor de umidade e densidade real, e duas amostras para difratometria de raios-X.

5.1.1 Ensaio granulométrico e densidade real

Na Tabela 7 apresentam-se os resultados da distribuição percentual das frações granulométricas e a densidade real do solo estudado com as respectivas identificações do poço e profundidade das amostras de onde foram retiradas. No anexo C apresentam-se as curvas granulométricas de cada amostra.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios granulométricos e teor de umidade.

Poço	Profundidade (metros)	Granulometria					Densidade
		% Areia grossa (2-0,6 mm)	% Areia média (0,6-0,2 mm)	% Areia fina (0,2-0,06 mm)	% Silte (0,06-0,002 mm)	% Argila (<0,002 mm)	Real (D ₂₀)
PE-1	0,00/0,30	0	0,87	92,26	4,37	2,5	2,61
PE-1	0,30/0,60	0,46	0,7	92,56	5,84	0,44	2,65
PE-1	0,80/1,00	0,07	1,14	81,9	2,35	14,54	2,62
PE-1	1,10/1,30	0,03	0,54	79,03	5,7	14,69	2,65
PE-1	2,80/3,40	0	0,19	74,99	5,92	18,9	2,64
PE-1	3,40/4,00	0,04	0,83	95	2,34	1,79	2,64
PE-2	1,70/1,90	0	0,37	88,7	0	10,93	2,64
PE-2	1,90/3,05	0	1,06	94,15	2,18	2,61	2,68
PE-2	6,45/7,00	0,07	3,75	93,81	1,82	0,55	2,65
PE-3	1,00/1,20	0,02	0,4	75,48	5,32	18,76	2,61
PE-3	2,90/3,70	0	0,09	92,61	3,04	4,26	2,65

Tal ensaio indicou que o solo estudado é homogêneo e predominantemente composto de areia fina, e em alguns horizontes ocorrem pequenas quantidades de silte e argila, o que não compromete a confiabilidade dos resultados da condutividade hidráulica obtidos pelos ensaios de campo.

Os valores do ensaio de densidade real estão em torno 2,65, o que revela que o material é composto predominantemente de quartzo, correspondendo à avaliação visual realizada com lupa.

5.1.2 Difratoograma dos Argilominerais

As lâminas foram preparadas de duas amostras onde se encontraram horizontes mais argilosos. Ambas foram retiradas do PE-1: uma foi retirada em profundidade entre 0,80 e 1,00 m e outra entre 2,80 e 3,40 m, de forma que as amostras foram identificadas como PE1-0,80/1,00 e PE1-2,80/3,40, respectivamente.

Os argilominerais identificados nas duas amostras foram a caulinita, a ilita e interestratificado de ilita-esmectita. Nas Figuras 27 e 28 apresentam-se os gráficos de espaçamento interplanar das lâminas Normal (N), Glicolada (G) e Aquecida (A) de cada uma das amostras.

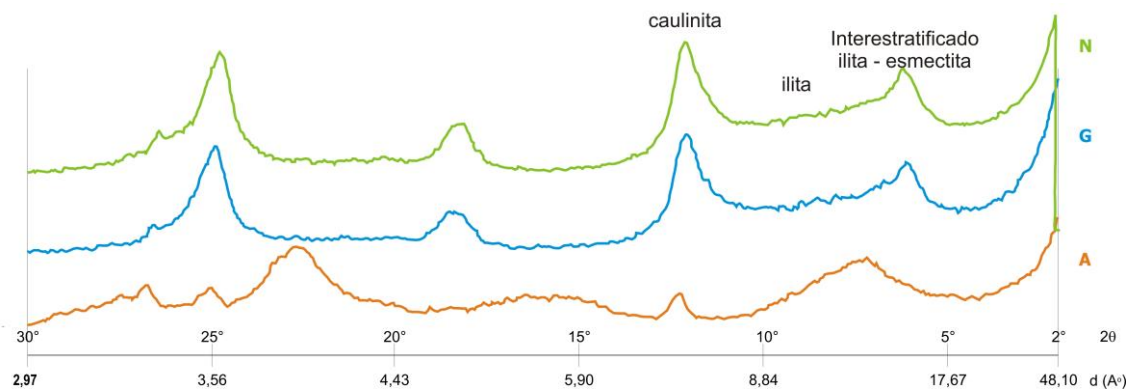


Figura 27 – Gráfico de espaçamento interplanar da amostra PE1-0,80/1,00.

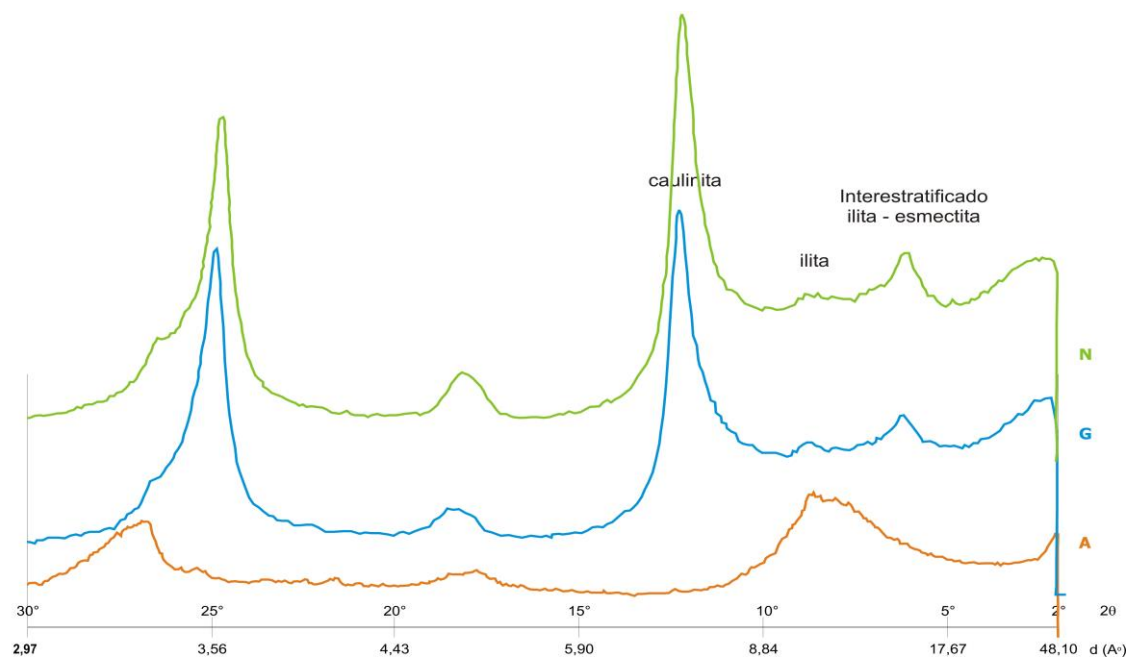


Figura 28 – Gráfico de espaçamento interplanar da amostra PE1-2,80/3,40.

As alturas dos picos podem revelar uma estimativa da quantidade percentual de cada argilomineral, porém não se pode afirmar a exatidão dos dados obtidos, serve apenas como uma aproximação.

Para a amostra PE1-0,80/1,00 foram estimadas uma quantidade percentual de 48% de caulinita, 17,1% de illita, e 34,3% de interestratificado de illita-esmectita. Para a amostra PE1-2,80/3,40 foram estimadas 74,8% de caulinita, 12,2% de illita, e 13% de interestratificado de illita-esmectita.

5.2 Ensaios realizados *in situ*

5.2.1 Permeâmetros de campo: Guelph e IAC

Foram realizados ensaios em vinte e dois pontos com o permeâmetro de Guelph. Para efeito de comparação dos resultados, nas proximidades de sete destes pontos o permeâmetro IAC foi também utilizado. A localização dos pontos pode ser vista na Figura 21. Os ensaios foram realizados nos dias 31 de março e 1º de abril de 2005.

Para o cálculo dos parâmetros no PG foi utilizado apenas o método de uma altura de carga (Elrick *et al.*, 1989). No IAC foram utilizados tanto o método de uma altura de carga (Elrick *et al.*, 1989), quanto o método das equações simultâneas (Reynolds *et al.*, 1985), no intuito de se compararem os resultados e obter o parâmetro α .

Na Tabela 8 apresentam-se os resultados dos valores obtidos pelo PG da condutividade hidráulica saturada, o potencial matricial, a profundidade das sondagens e a respectiva identificação de cada ensaio. O parâmetro α utilizado foi de $0,12 \text{ cm}^{-1}$ para todos ensaios, que é correspondente a areias finas segundo Elrick *et al.* (1989).

Tabela 8 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo PG.

Ponto	Prof. (cm)	K_{fs} (cm/s)	ϕ (cm ² /s)	Ponto	Prof. (cm)	K_{fs} (cm/s)	ϕ (cm ² /s)
1	50	4,40E-03	3,7E-02	12	50	2,50E-03	2,1E-02
2	53	8,10E-03	6,7E-02	13	48	7,70E-03	6,5E-02
3	50	3,70E-03	3,1E-02	14	50	5,00E-03	4,2E-02
4	50	3,50E-03	2,9E-02	15	50	6,60E-03	5,5E-02
5	45	8,80E-03	7,3E-02	16	46	5,60E-03	4,7E-02
6	52	6,10E-03	5,1E-02	17	50	5,80E-03	4,8E-02
7	50	7,40E-03	6,2E-02	18	48	1,00E-02	8,7E-02
8	50	5,10E-03	4,2E-02	19	48	6,70E-03	5,6E-02
9	45	3,70E-03	3,1E-02	20	50	6,20E-03	5,2E-02
10	47	5,40E-03	4,5E-02	21	50	4,30E-03	3,6E-02
11	40	5,70E-03	4,8E-02	22	50	1,10E-02	9,0E-02
média de K_{fs}		5,70E-03		média de ϕ_m		4,80E-02	

Os valores da condutividade hidráulica saturada variaram em menos de uma ordem de magnitude, entre $1,1 \times 10^{-2}$ e $2,5 \times 10^{-3}$ cm/s, e obtiveram um valor médio de $5,7 \times 10^{-3}$ cm/s. Os valores do potencial matricial também variaram em menos de uma ordem de magnitude, entre $9,0 \times 10^{-2}$ e $2,1 \times 10^{-2}$ cm²/s, com um valor médio de $4,8 \times 10^{-2}$ cm². As sondagens variaram em profundidade de 45 a 53 cm.

A distribuição dos valores obtidos pelo PG está representada no histograma da figura 29, assim como a curva gaussiana correspondente.

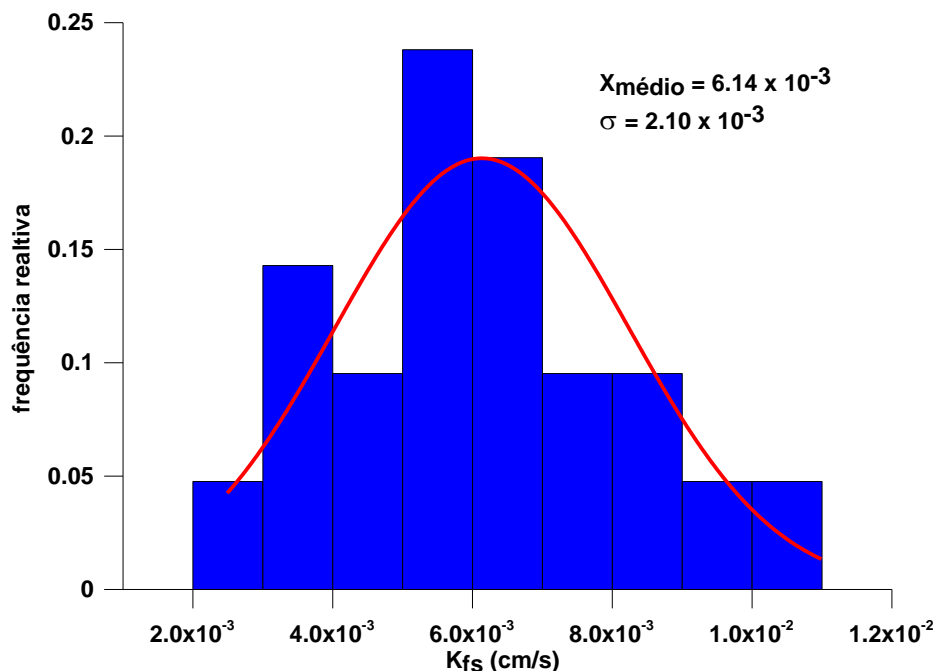


Figura 29 – Histograma dos valores obtidos pelo PG.

Através da curva gaussiana, se obteve o valor médio de $6,14 \times 10^{-3}$ cm/s e desvio padrão de $2,10 \times 10^{-3}$.

Na Tabela 9 apresentam-se os resultados dos valores obtidos pelo IAC da condutividade hidráulica saturada, o potencial matricial, a profundidade das sondagens e a respectiva identificação de cada ensaio, tanto pelo método de uma altura de carga (Elrick *et al.*, 1989) quanto pelo método das equações simultâneas (Reynolds *et al.*, 1985). Para o método de uma altura de carga foi utilizado o valor de $0,12 \text{ cm}^{-1}$ para o parâmetro α , para o método de equações simultâneas o valor de α foi calculado através da equação (7).

Tabela 9 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo IAC.

Ponto	Prof.(cm)	Equações simultâneas			Uma altura de carga	
		$K_{fs}(\text{cm/s})$	$\phi_m(\text{cm}^2/\text{s})$	$\alpha(\text{cm}^{-1})$	$K_{fs}(\text{cm/s})$	$\phi_m(\text{cm}^2/\text{s})$
6	36	-7,70E-04	2,47E-02	-0,031	1,62E-03	1,35E-02
8	31	3,27E-03	5,33E-03	0,61	1,62E-03	1,35E-02
9	37	-7,25E-03	5,71E-03	-1,27	2,23E-03	1,85E-02
15	35	1,03E-03	5,40E-02	0,019	4,48E-03	3,73E-02
18	30	-2,07E-03	7,89E-02	-0,026	5,29E-03	4,41E-02
19	34				7,31E-03	6,08E-02
22	30	3,11E-03	1,21E-02	0,26	2,03E-03	1,69E-02
valor médio		2,47E-03	2,38E-02	0,30	3,51E-03	2,92E-02

Pelo método das equações simultâneas alguns resultados obtidos geraram valores negativos de K_{fs} , e que não são válidos, como nos pontos 6, 9, e 18 que estão grifados em vermelho. Também não se obteve um valor uniforme do parâmetro α , que variou em mais de uma ordem de magnitude de 0,019 à $0,61 \text{ cm}^{-1}$, e portanto, o valor médio de $0,30 \text{ cm}^{-1}$ não se pode considerar como representativo. Os valores válidos da condutividade hidráulica saturada variaram entre $3,27 \times 10^{-3}$ e $1,03 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ com um valor médio de $2,47 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, e os de potencial matricial variaram entre $5,40 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $5,33 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ com um valor médio de $2,38 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$. No ponto 19 houve apenas a leitura de uma altura de carga.

Pelo método de uma altura de carga os valores obtidos para a condutividade hidráulica saturada variaram entre $1,62 \times 10^{-3}$ e $7,31 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, com um valor médio de $3,51 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, e os de potencial matricial variaram entre $1,35 \times 10^{-2}$ e $6,08 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$, com um valor médio de $2,92 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$.

A comparação dos resultados entre os diferentes métodos, para cada ensaio revelou uma pequena diferença, sendo que no ponto 15 esta diferença se apresenta mais significativa. Contudo o método de uma altura de carga se mostrou mais confiável e simples na análise dos dados.

A distribuição dos valores obtidos pelo IAC para o método de uma altura de carga está representada no histograma da Figura 30, assim como a curva gaussiana correspondente.

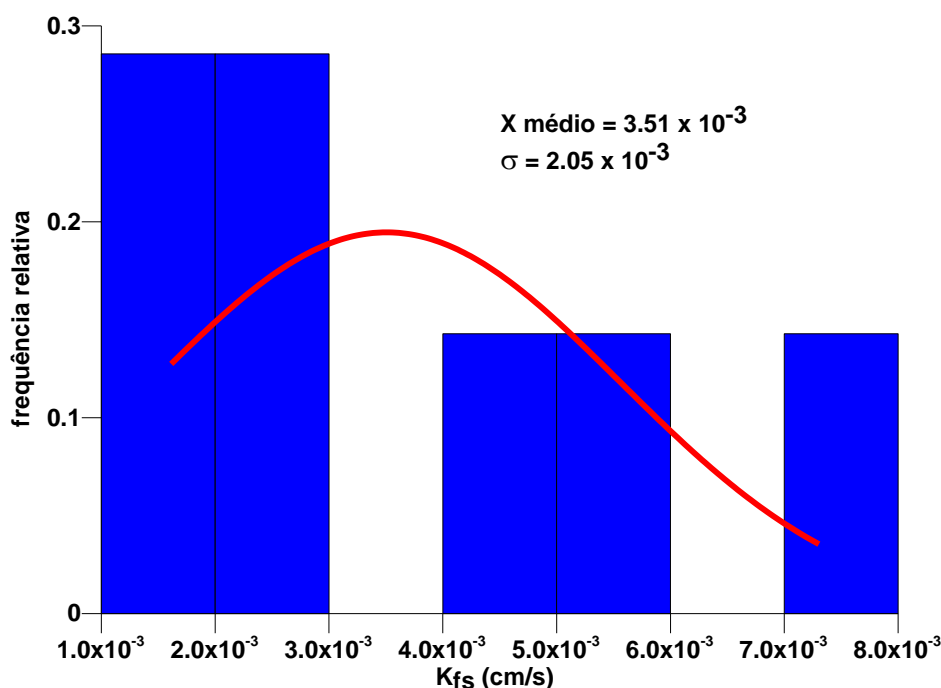


Figura 30 – Histograma dos valores obtidos pelo IAC.

Através da curva gaussiana, se obteve o valor médio de $3,51 \times 10^{-3}$ cm/s e desvio padrão de $2,05 \times 10^{-3}$.

A comparação dos resultados da condutividade hidráulica saturada entre os dois permeâmetros, pelo método de uma altura de carga, para cada ponto, embora próximos, não apresentou uma boa correlação. Na Figura 31 apresenta-se o gráfico da confrontação dos resultados para cada ponto.

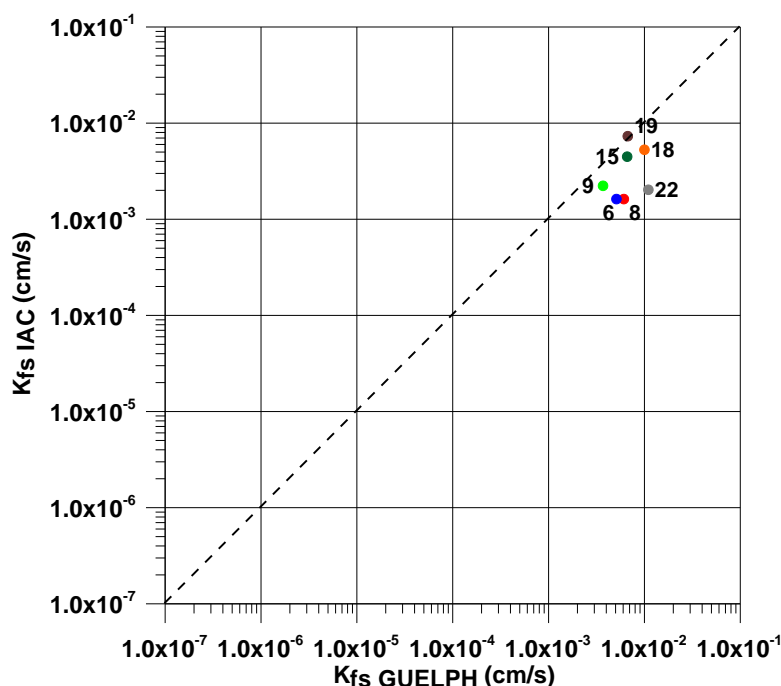


Figura 31 – Gráfico da comparação dos resultados da condutividade hidráulica saturada entre o IAC e o Guelph para cada ponto.

A diferença dos resultados provavelmente está relacionada a macroporos como raízes ou canais de bioturbações, mesmo sendo os furos de sondagem de cada ensaio bem próximos. Possivelmente se os ensaios fossem realizados a uma profundidade maior, fora do alcance das raízes e canais de bioturbações, os resultados se apresentariam mais próximos. As diferenças também podem ocorrer devido à entrada de dados serem diferentes, como o diâmetro do reservatório de cada equipamento para a determinação da vazão na equação (12), e as diferentes alturas de cargas utilizadas na equação (5).

5.2.2 *Slug test*

Foram realizados *slug tests* nos oito poços instalados na área experimental, nos PEs 1, 2 e 3 e nos PMs 1 a 5, entre os dias 24 e 25 de novembro de 2004.

Na Tabela 10 apresentam-se os resultados dos valores da condutividade hidráulica obtidos pelo *slug test* tanto pelo método de Hvorslev quanto pelo método de Bouwer e Rice e a identificação do poço. Todos os ensaios foram do tipo ensaio de rebaixamento. As planilhas com os dados dos ensaios e os gráficos gerados estão no anexo B.

Tabela 10 – Resultado dos valores da condutividade hidráulica pelos métodos de Hvorslev (1951) e Bouwer e Rice (1976) para o *slug test*.

<i>poço</i>	<i>Bouwer & Rice (cm/s)</i>	<i>Hvorslev (cm/s)</i>	<i>Profundidade do filtro (m)</i>
PE1	1.00E-04	1.34E-04	2.20 - 4.50
PE2	4.27E-04	5.11E-04	2.20 - 4.50
PE3	3.70E-04	4.45E-04	2.10 - 4.50
PM1	6.68E-04	7.87E-04	1.80 - 4.50
PM2	1.15E-03	1.44E-03	1.80 - 4.50
PM3	8.08E-04	1.00E-03	1.80 - 4.50
PM4	5.84E-03	6.64E-03	1.80 - 4.50
PM5	2.56E-04	3.32E-04	1.80 - 4.50
médias	1.20E-03	1.41E-03	

Os valores da condutividade hidráulica variaram em uma ordem de magnitude, pela técnica de Hvorslev entre $6,64 \times 10^{-3}$ e $1,34 \times 10^{-4}$ cm/s, com um valor médio de $1,41 \times 10^{-3}$ cm/s, e pela técnica de Bouwer e Rice entre $5,83 \times 10^{-3}$ e $1,00 \times 10^{-4}$ cm/s, com um valor médio de $1,20 \times 10^{-3}$ cm/s.

Os valores obtidos pelo método de Bouwer e Rice estão representados na curva gaussiana da Figura 32.

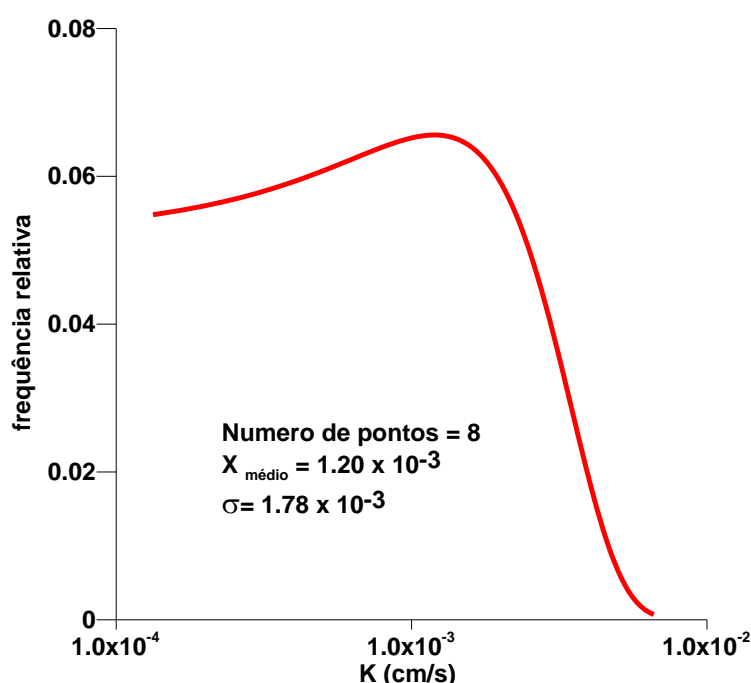


Figura 32 – Curva gaussiana dos valores obtidos pelo método de Bouwer e Rice.

Através da curva gaussiana se obteve o valor médio de $1,20 \times 10^{-3}$ cm/s e desvio padrão de $1,78 \times 10^{-3}$.

Os valores obtidos pelo método de Hvorslev estão representados na curva gaussiana da Figura 33.

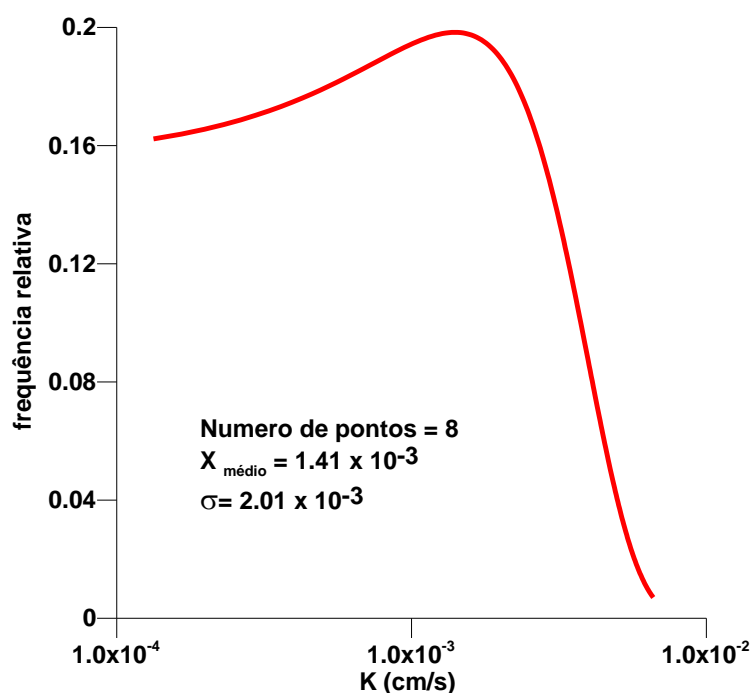


Figura 33 – Curva gaussiana dos valores obtidos pelo método de Hvorslev.

Através da curva gaussiana se obteve o valor médio de $1,41 \times 10^{-3}$ cm/s e desvio padrão de $2,01 \times 10^{-3}$.

5.2.3 Comparação dos resultados

Na Tabela 11 apresentam-se os resultados do valor médio da condutividade hidráulica para cada método e/ou tipo de ensaio, assim como a profundidade do intervalo ensaiado, o desvio padrão e o número ensaios realizados.

Tabela 11- Comparação dos valores médios da condutividade hidráulica.

Ensaio / Método	Profundidade (m)	K médio (cm/s)	Desvio - padrão	Nº de ensaios
Guelph	0.40 a 0.53	6.14×10^{-3}	2.10×10^{-3}	22
IAC	0.30 a 0.37	3.51×10^{-3}	2.05×10^{-3}	7
Hvorslev	2.00 a 4.50	1.41×10^{-3}	2.01×10^{-3}	8
Bouwer e Rice	2.00 a 4.50	1.20×10^{-3}	1.78×10^{-3}	8

A comparação da média dos resultados da condutividade hidráulica obtidas pelos diferentes ensaios permite concluir que estes fornecem valores muito próximos diferindo em menos de uma ordem de magnitude. O desvio padrão também apresentou valores muito próximos, revelando que não houve um método em que os resultados obtivessem variações mais significativas.

A diferença principal entre os ensaios com os permeâmetros de campo e os de *slug test*, está na profundidade em que foram realizados. Os ensaios com permeâmetros são realizados mais perto da superfície, onde há heterogeneidades como raízes e bioturbações e, coerentemente, as médias das permeabilidades medidas nestes ensaios foram maiores que as do *slug test*.

6. CONCLUSÕES

Ensaaios laboratoriais

- Os ensaios granulométricos revelaram que o estudo se realizou em um solo homogêneo, e era previsto que os ensaios de campo gerassem resultados de valores da condutividade hidráulica sem muita variação. Tal expectativa se confirmou e os resultados de cada ensaio variaram no máximo em uma ordem de magnitude.
- Os valores do ensaio de densidade real estão em torno 2,65, o que revela que o material é composto predominantemente de quartzo, correspondendo à avaliação visual realizada com lupa.
- Para a amostra PE1-0,80/1,00 foram estimados percentuais de 48% de caulinita, 17,1% de ilita, e 34,3% de interestratificado de ilita-esmectita. Para a amostra PE1-2,80/3,40 foram estimadas 74,8% de caulinita, 12,2% de ilita, e 13% de interestratificado de ilita-esmectita.

Permeâmetro de Guelph e IAC

Aplicação em campo

- O permeâmetro do tipo IAC é mais prático em campo que o de Guelph. O IAC permite um manuseio em áreas íngremes e irregulares, e possui menos conexões, evitando a entrada de ar no sistema. Além disso, possibilita leituras da condutividade hidráulica em diferentes profundidades devido aos diferentes tamanhos das ponteiras.
- Na construção da sondagem para os permeâmetros de campo deve-se ter cuidado para não se compactar a parede e o fundo da sondagem. Da mesma forma, é necessário que não haja compactação do fundo da sondagem no momento de se instalar o equipamento, e neste ponto o IAC se mostrou mais prático por possuir a ponteira independente do corpo, facilitando sua introdução na sondagem.
- É necessária a avaliação visual da sondagem na busca de heterogeneidades (raízes e canais de bioturbações), e para se estimar o valor do parâmetro α .

- O método de uma altura de carga (Elrick, 1989) se revelou mais prático que o de duas alturas de carga (Reynolds, 1985). Os valores obtidos pelo método de duas alturas de carga (Reynolds, 1985) para o IAC revelaram muitos resultados negativos, diminuindo a confiabilidade destes. Já os valores obtidos pelo método de uma altura de carga são próximos, o que gera uma maior confiabilidade. Também é um método mais rápido de se realizar em campo e matematicamente mais simples.

Resultados

- Os valores médios dos permeâmetro de campo, pelo método de uma altura de carga, são muito próximos, com variação de menos de uma ordem de magnitude. Porém pontualmente a comparação dos resultados dos permeâmetros não se mostrou muito boa, provavelmente devido às heterogeneidades que ocorrem no solo mesmo em distâncias muito pequenas. Possivelmente, se os ensaios fossem realizados a uma profundidade maior, fora do alcance das raízes e canais de bioturbações, os resultados se apresentariam mais bem correlacionados. As diferenças também podem ocorrer devido às entradas de dados serem diferentes.

Slug test

Aplicação em campo

- Na prática de campo os métodos de Bouwer e Rice e Hvorslev são similares, visto que a diferença está nos dados utilizados em cada modelo.

Resultados

- Os métodos de Bouwer e Rice e Hvorslev resultaram valores médios bem próximos, e se conclui que ambos são aplicáveis para as condições de campo deste estudo, como aquífero livre, poço parcialmente penetrante, solo homogêneo e com valor de condutividade hidráulica relativamente alta.

Comparação entre os permeâmetros de campo e o slug test

Aplicação em campo

- Os permeâmetros de campo necessitam de um menor investimento e tempo de trabalho em campo menor que o *slug test*. A aparelhagem relacionada aos permeâmetros de campo consiste no próprio aparelho, um trado manual e um pequeno volume de água. Já o *slug test* necessita de um transdutor de pressão, um *software* próprio, um microcomputador portátil, um maior volume de água e a implantação de um poço que tenha uma relativa penetração no aquífero, como piezômetros e poços de monitoramento. Foram realizados 29 ensaios com os permeâmetros em 2 dias, com o *slug test* se necessitou de 2 dias para os 8 ensaios, além do tempo de construção dos poços.

Resultados

- Para o solo estudado, a comparação dos resultados da condutividade hidráulica obtidas pelos diferentes ensaios permite concluir que estes fornecem valores médios muito próximos diferindo em menos de uma ordem de magnitude. O desvio padrão também apresentou valores muito próximos, revelando que não houve um método em que os resultados obtivessem variações mais significativas.
- A pequena diferença dos resultados entre os ensaios provavelmente estão relacionados à natureza do fluxo hidráulico e à profundidade de realização dos ensaios. Os ensaios dos permeâmetros de campo são realizados na zona vadosa, e se forma um bulbo saturado através do processo de infiltração tridimensional. O *slug test* é realizado na zona saturada, e o fluxo hidráulico é predominantemente horizontal. Assim a diferença será maior quanto maior for o grau de anisotropia. Se o solo for idealmente isotrópico, o padrão de fluxo não faz diferença. Desta forma o fator que teve a maior influência nesta diferença é a profundidade. Os ensaios com permeâmetros são realizados mais perto da superfície, onde há raízes e bioturbações e, coerentemente, as médias das permeabilidades medidas nestes ensaios foram maiores que as do *slug test*.

- Os valores de condutividade hidráulica obtidos pelos diferentes ensaios são compatíveis aos encontrados na literatura para areias finas, o que comprova a confiabilidade dos resultados, já que o solo estudado possui tal granulometria.
- Os ensaios com os permeâmetros de campo se mostraram bastante rápidos e forneceram valores bastante aproximados dos valores obtidos pelo *slug test*. Portanto, podemos considerar o método bastante aplicável para estudos geoambientais, principalmente aqueles que necessitem de caracterização das propriedades hidráulicas da zona não saturada. Pela facilidade de execução em campo, constituem ferramenta valiosa para a obtenção de valores confiáveis em curto período de tempo (Lage, 2005).

BIBLIOGRAFIA

BAGARELLO, V. & GIODARNO, G., 1999. *Comparison of procedures to estimate steady flow rate in field measurement of saturated hydraulic conductivity by the Guelph permeameter method*. Journal of Agricultural Engineering Research, vol. 74, pp. 63-71.

BOUWER, H., 1989. *The Bouwer e Rice slug test—an update*. Ground Water, vol. 27, pp. 304–309.

BOUWER, H., RICE, R.C., 1976. *A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells*. Water Resources Research, vol.12 (3), pp. 423–428.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM, 1994. *Solos – análise granulométrica*. DNER-ME 051/94, 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM, 1994. *Solos - determinação da densidade real*. DNER-ME 093/94, 4 p.

ELIS, V.R.; BARROSO, C.M.R.; KIANG, C.H., 2004. *Aplicação de ensaios de resistividade na caracterização do sistema Aquífero Barreiras / Marituba em Maceió – AL*. Revista Brasileira de Geofísica, vol 22 (2), pp. 101-114.

ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D. and TAN, K. A., 1989. *Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis*. Groundwater Monitoring Review, vol. 9, pp. 184 - 193.

FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. *Hidrogeologia: conceitos e aplicações*. Fortaleza: CPRM: Serviço Geológico do Brasil, 2000. 391p.

FETTER, C.W., 2001. *Applied Hydrogeology*. 4ª edição, Prentice Hall, London, 598 p.

HVORSLEV, M.J., 1951. *Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations*. Waterways Experimental Station, Corps of Engineers, US Army, Bulletin vol. 36, 50 pp.

HYDER, Z., BUTLER JR, J.J., MCELWEE, C.D., LIU, W.Z., 1994. *Slug tests in partially penetrating wells*. Water Resources Research, vol.30 (11), pp. 2945–2957.

Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis / Prefeitura Municipal de Florianópolis, 2004. *Atlas do Município de Florianópolis*. Florianópolis: IPUF, 166p.

KANWAR, R.S.; RIZVI, H.A.; AHMED, M.; HORTON R.; E MARLEY S.J., 1989. *Measurement of field-saturated hydraulic conductivity by using GUELPH e velocity permeameters*. Transactions of the ASAE, vol. 32, n.6, pp.1885 - 1890.

[LAGE, I.C., 2005. *Determinação da permeabilidade em diagnósticos geoambientais: a área experimental da Fazenda Ressacada, SC*. 119 p. \(Dissertação, Mestrado em Geologia – Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro\).](#)

MACE R.E., 1999. *Estimation of hydraulic conductivity in large-diameter, hand-dug wells using slug-test methods*. Journal of Hydrology, vol. 219, pp. 34–45.

MCELWEE, C.D., 2002. *Application of a nonlinear slug test model*. Ground Water, vol. 39 (5), pp. 737–744.

PHILIP, J.R., 1985. *Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil*. Water Resources Research, vol. 21, nº 7, pp. 1025-1033.

PHILIP, J. R., 1969. *Steady infiltration from buried point sources and spherical cavities*. Water Resources Research, vol. 4, nº 5, pp. 1039 - 1047.

PIRES, J.L; COITINHO, J.B.L.; FREIRE, F.A.; FERNANDES, E., 1997. *Estudos Ambientais da Grande Florianópolis – Síntese Temática: Geologia*. Florianópolis: Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – Associação dos Municípios da Região da Grande Florianópolis – Prefeitura Municipal de Florianópolis – Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 27p.

POLIVANOV, H., 2003. *Apostila de Pedologia*. 120p.

REYNOLDS, W.D.; VIEIRA, S.R.; TOPP, G.C., 1992. *An assessment of the single-head analysis for the constant head well permeameter*. Canadian Journal of Soil Science, vol. 72, pp. 489-501.

REYNOLDS, W.D.; ELRICK, D.E., 1987. *A laboratory and numerical assessment of the Guelph permeameter method*. Soil Science, vol. 144, nº 4, pp. 283-299.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. e CLOTHIER, B. E., 1985. *The constand head well permeameter: effects of unsaturated flow*. Soil Science. vol. 139, nº 2, p. 172 - 180, 1985.

REYNOLDS, W. D. e ELRICK, D. E., 1983. *A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring satured hydraulic conductivity above the water table*. Soil Science, vol. 136, nº4, pp.250 - 268.

ROSA, R.O., 1997. *Estudos Ambientais da Grande Florianópolis – Síntese Temática: Geomorfologia*. Florianópolis: Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – Associação dos Municípios da Região da Grande Florianópolis – Prefeitura Municipal de Florianópolis – Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 18p.

SAGEEV, A., 1986. *Slug test analysis*. Water Resources Research, vol. 22, pp. 1323-1333.

SALVEDRA, A.P. e DANE J.H., 1993. *Na examination of the Guelph permeameter for measuring soil's hydraulic properties*. Geoderma, vol. 57, pp. 405 - 421.

SANTOS, P.S., 1928. *Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras*. São Paulo, Edgard Blücher, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1975 2v, ilust.

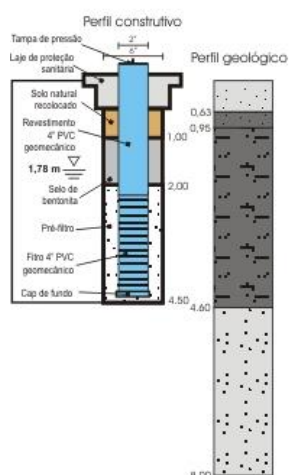
SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP., 1986. *Guelph Permeameter*. Operating – Instructions, Soilmoisture manual, Rev. 8, pp. 1-25.

SOTO, M.A., 1999. *Estudo da condutividade hidráulica em solos não saturados*. 120p. (Dissertação, Mestrado em Geotecnia – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos).

VIEIRA, B.C. & FERNANDES, N.F., 2004. *Landslides in Rio de Janeiro: The role played by variations in soil hydraulic conductivity*. Hydrological Processes, vol. 18, pp. 791-805.

VIEIRA B.C., 2001. *Caracterização in situ da condutividade hidráulica saturada dos solos e sua influência nos deslizamentos da bacia do rio Papagaio, Maciço da Tijuca (RJ)*. MSc thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

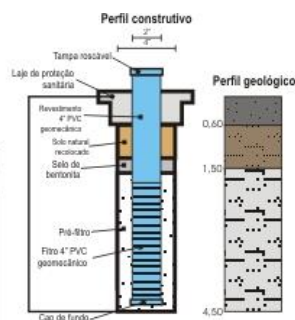
**ANEXO A – PERFIS DESCRITIVOS E CONSTRUTIVOS DOS
POÇOS ESTRATIGRÁFICOS E DE MONITORAMENTO**



PE-01

Descrição

Areia fina cinza claro
Areia fina cinza escuro
Areia fina pouco argilosa cinza escuro
Areia fina cinza claro

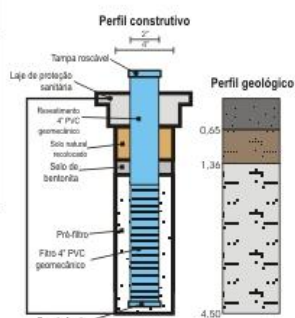


PM-01

Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina argilosa marrom
Areia fina argilosa cinza claro

OBS. - O NA não foi medido durante a instalação devido ao método de perfuração utilizado

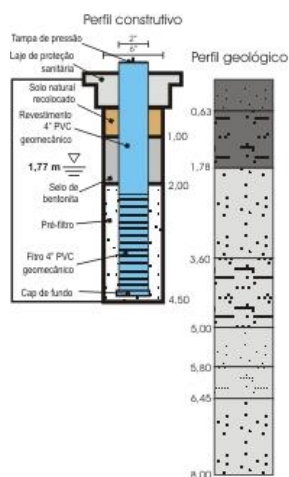


PM-02

Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina pouco argilosa marrom
Areia fina pouco argilosa cinza claro

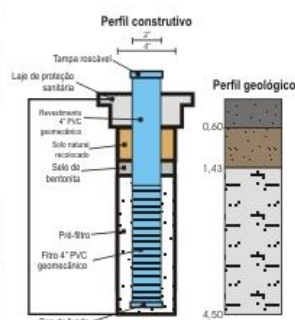
OBS. - O NA não foi medido durante a instalação devido ao método de perfuração utilizado



PE-02

Descrição

Areia fina cinza escuro
Areia fina pouco argilosa cinza escuro
Areia fina cinza claro
Areia fina argilosa cinza claro
Areia fina cinza claro
Areia fina pouco argilosa cinza claro
Areia fina cinza claro

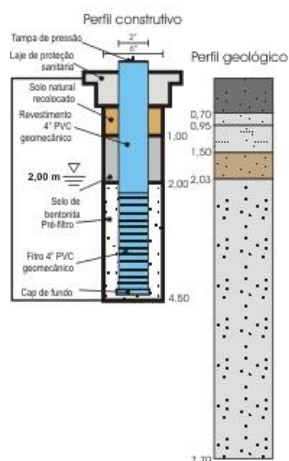


PM-03

Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina marrom
Areia fina pouco argilosa cinza claro

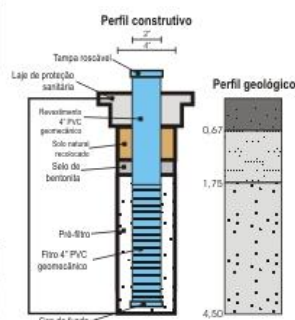
OBS. - O NA não foi medido durante a instalação devido ao método de perfuração utilizado



PE-03

Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina cinza claro
Areia fina pouco argilosa variegada
Areia fina marrom claro
Areia fina cinza claro

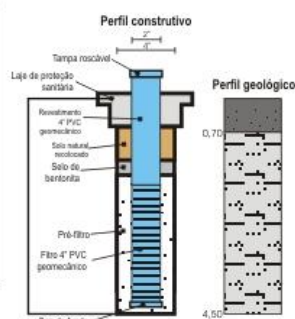


PM-04

Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina argilosa cinza claro
Areia fina cinza claro

OBS. - O NA não foi medido durante a instalação devido ao método de perfuração utilizado



PM-05

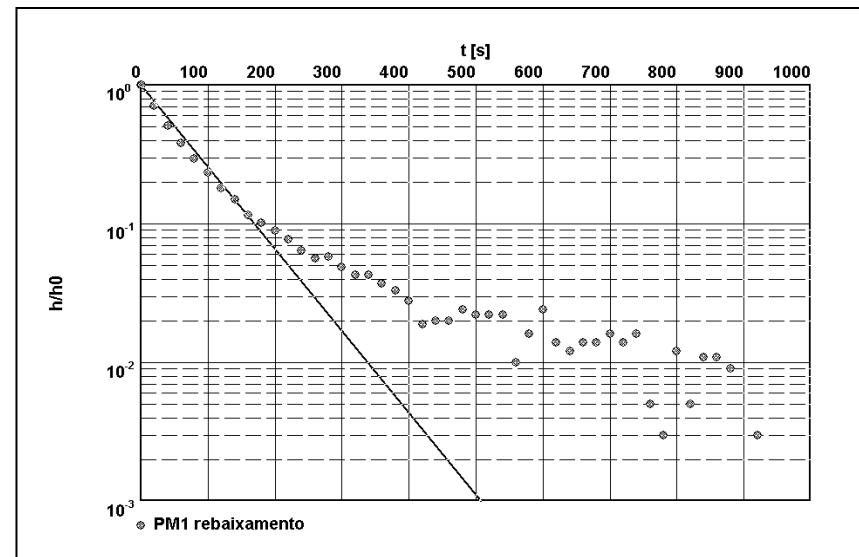
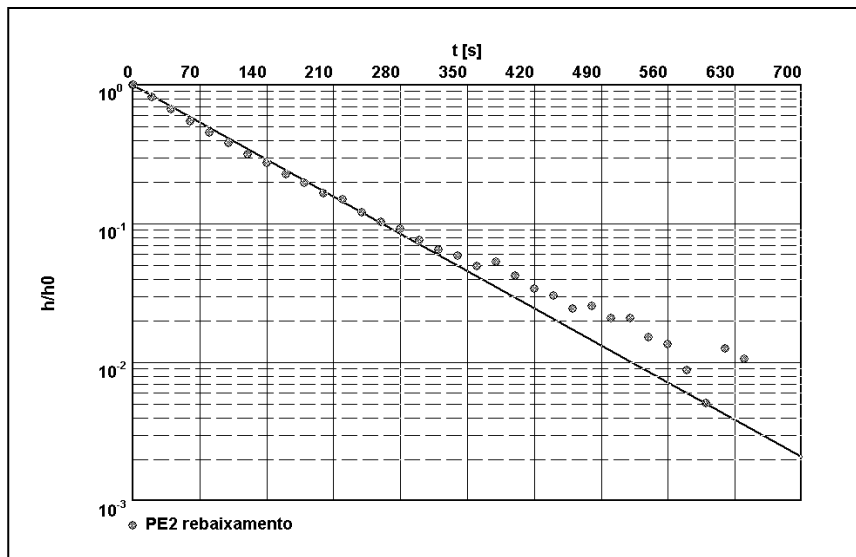
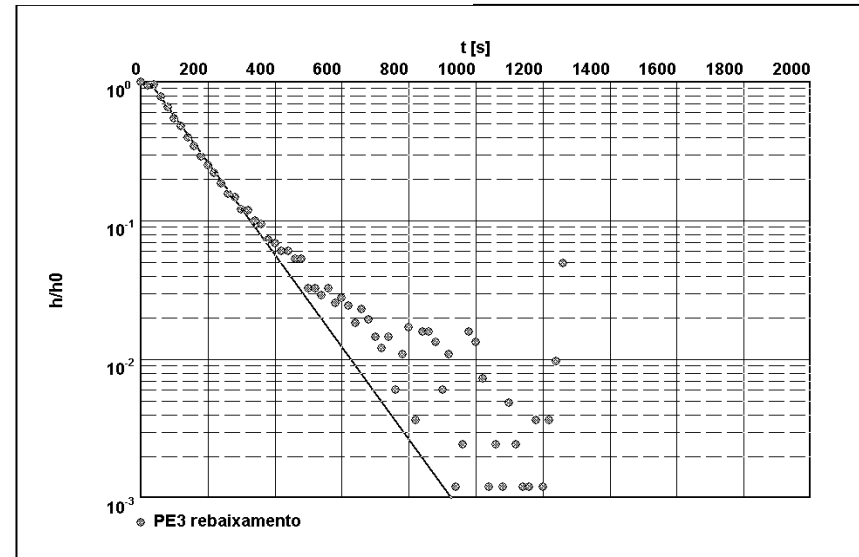
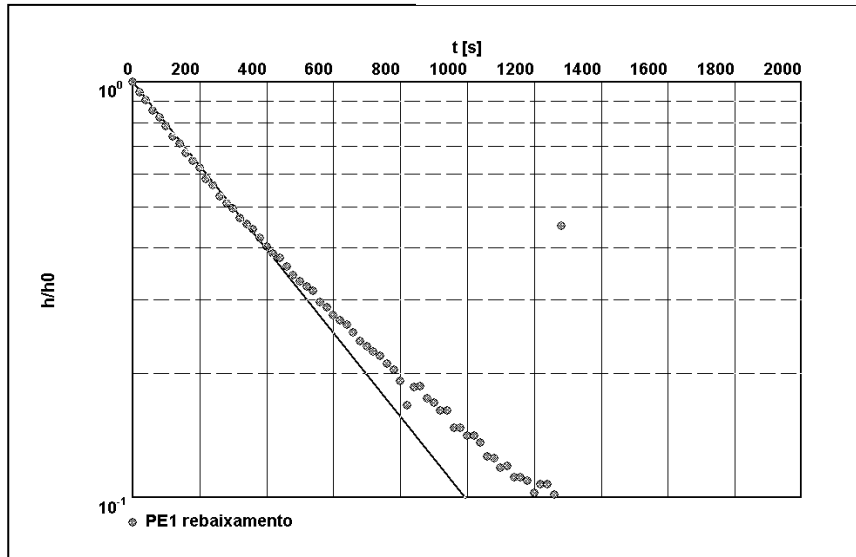
Descrição

Areia fina cinza escuro com matéria orgânica
Areia fina argilosa cinza claro

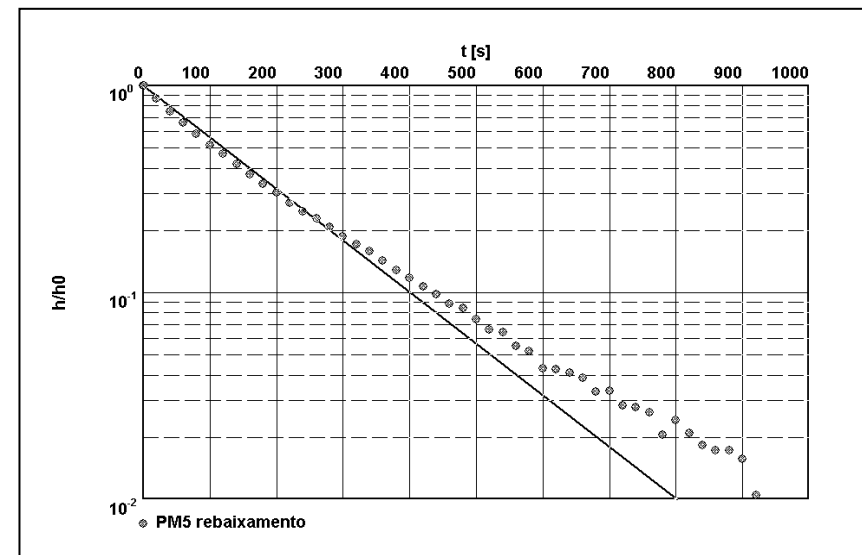
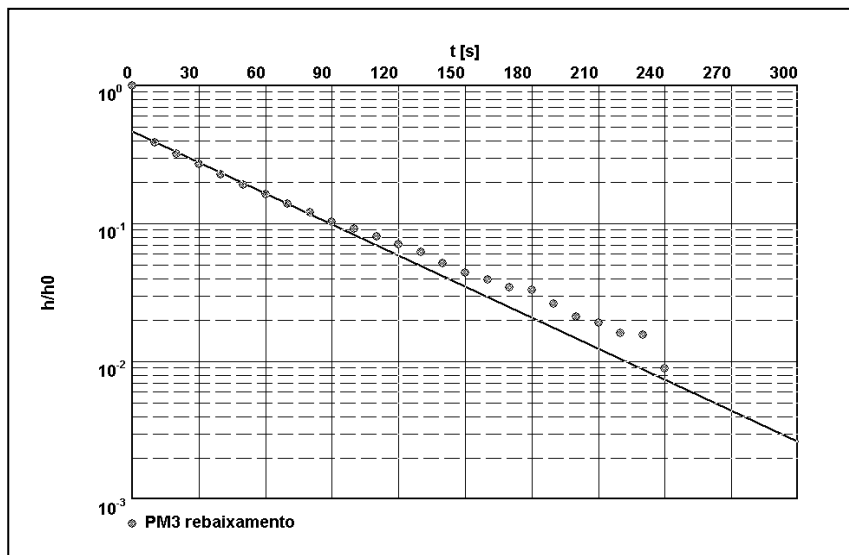
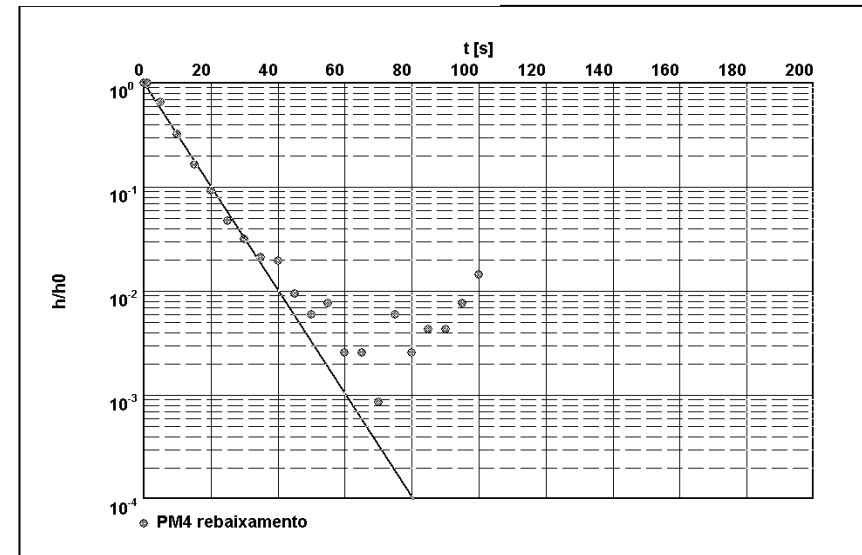
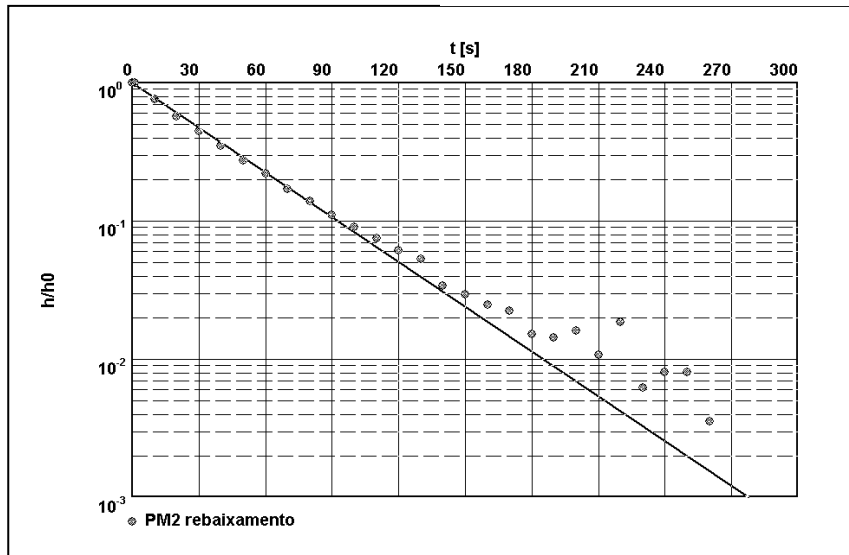
OBS. - O NA não foi medido durante a instalação devido ao método de perfuração utilizado

ANEXO B – GRÁFICOS DE INTERPRETAÇÃO DO *SLUG TESTS*

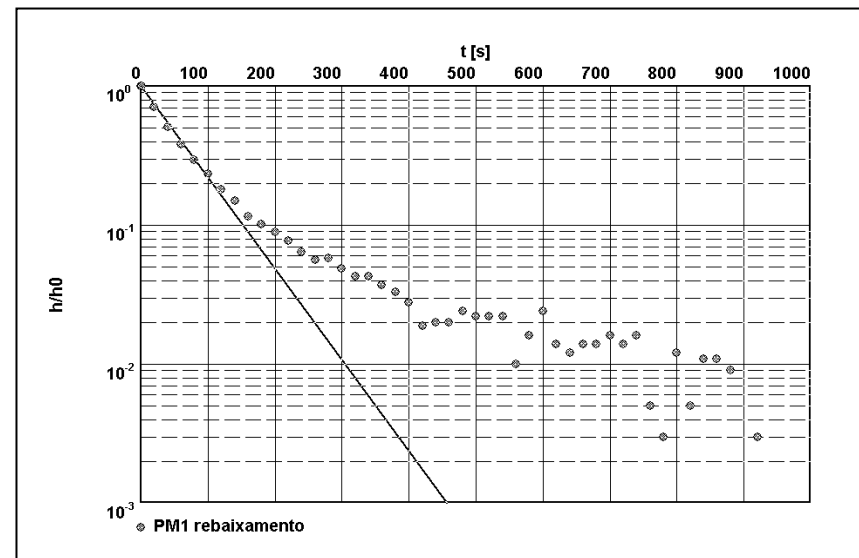
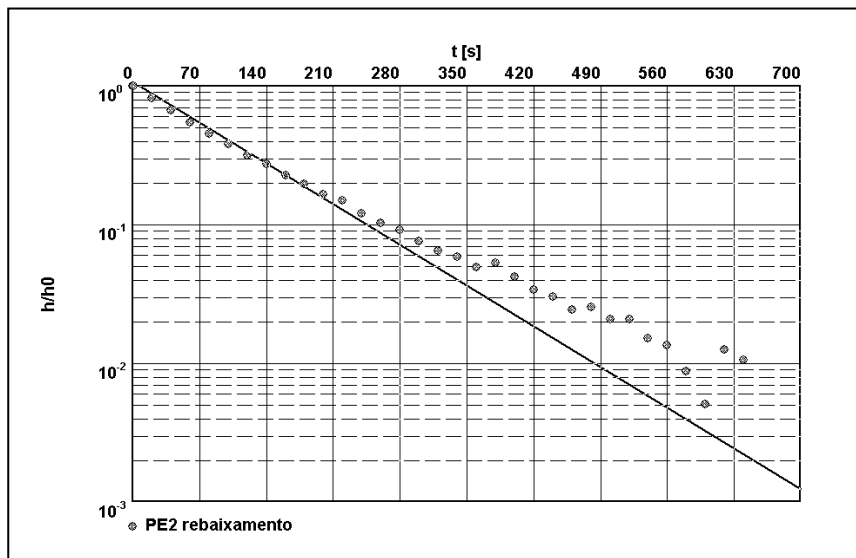
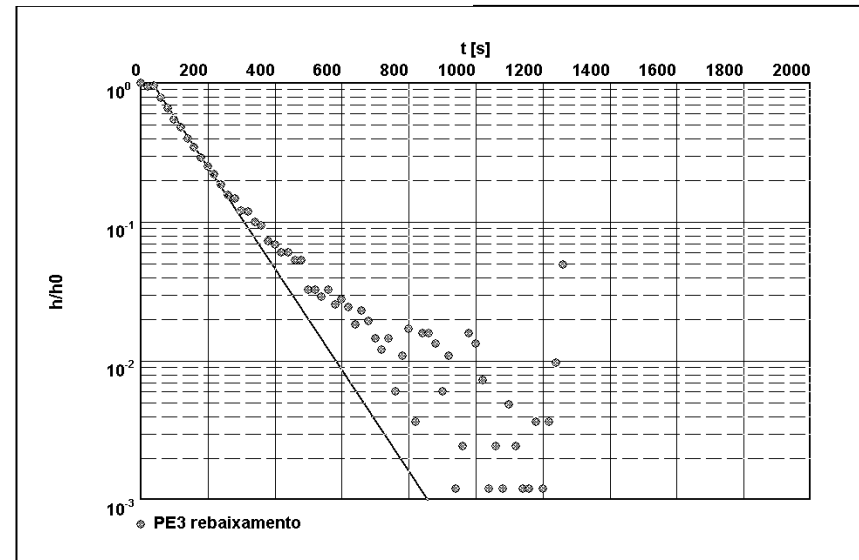
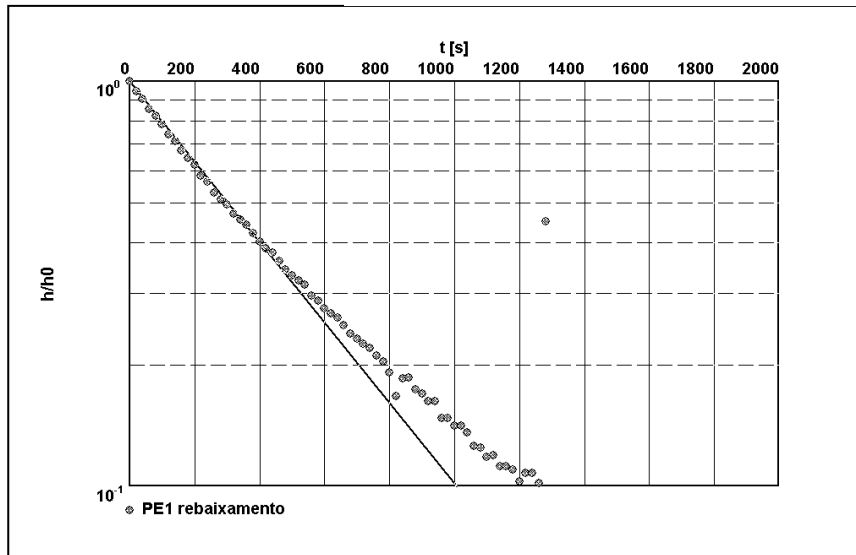
Gráficos do *slug test* – método de Hvorslev



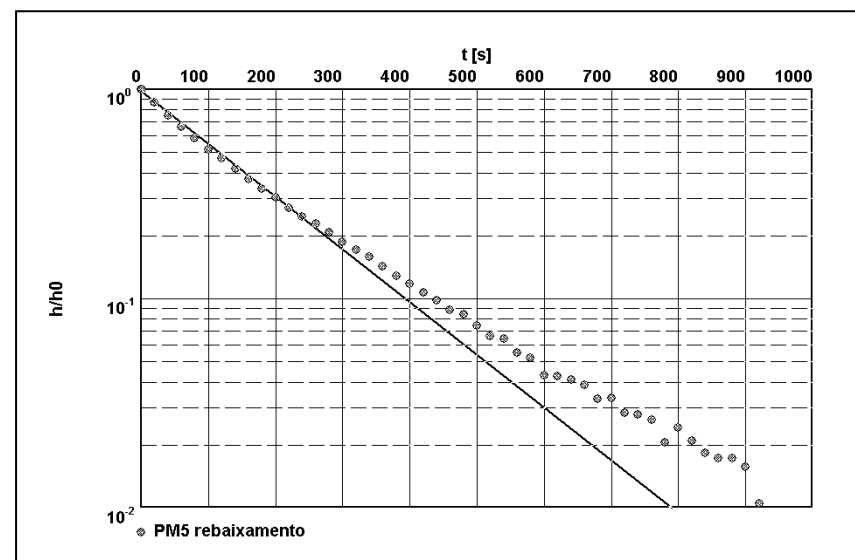
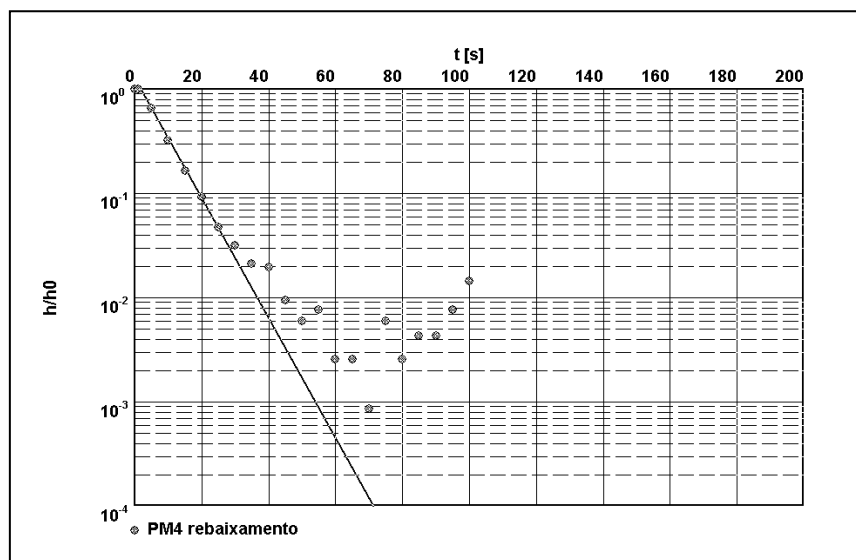
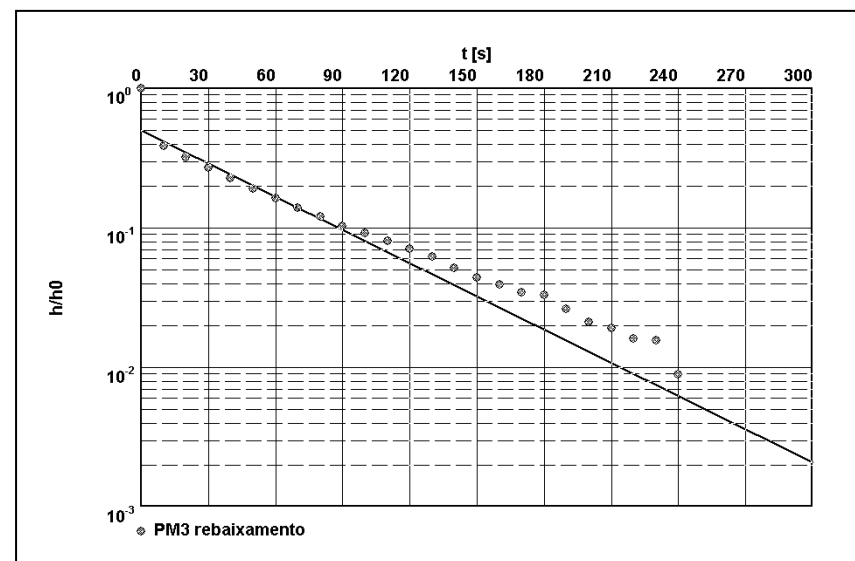
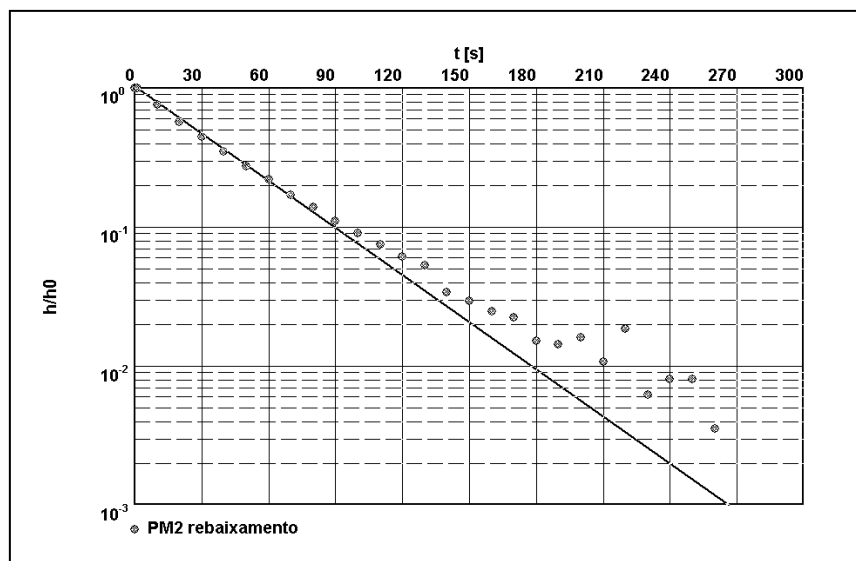
Gráficos do *slug test* – método de Hvorslev



Gráficos do *slug test* – método de Bouwer & Rice



Gráficos do *slua test* – método de Bouwer & Rice



ANEXO C – GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA

